



RESUMEN

La socavación es un fenómeno que es causado principalmente por los procesos fluviales entre los cuales se encuentra 2 causas: causas naturales y causas antrópicas.

En el cauce del río se producen los siguientes fenómenos. La degradación es la pérdida de material en una zona del río. La agradación es el proceso que se presenta si el nivel del lecho del río se eleva.

Los diferentes tipos de socavación que se presentan en el lecho del río son: normal o general, a largo plazo, en estrechamientos, transversal, por erosión lateral de la corriente, en curvas, en pilas, en estribos y general por contracción.

Para el análisis de la socavación general en el cauce se emplearon los siguientes métodos: Lischtvan-Levediev, Straub, Laursen, Neill.

Para el análisis de la socavación local en pilas se emplearon los siguientes métodos: Laursen y Toch, Melville, Arunachalam, Johnson

La erosión local en pilas y estribos de puentes es el principal motivo de colapso de estas estructuras. Para evitar el fenómeno de la socavación en el cauce natural y en pilas se recomienda medidas de protección tales como: enrocado en las curvas del cauce y alrededor de las pilas antes y después de la construcción, pilas auxiliares, pantallas aguas arriba, extensiones de la cimentación, revestimiento del lecho con bloques.

El diseño de las obras de control debe hacerse luego de que se conozcan los resultados de estudios hidráulicos y geomorfológicos.

Las recomendaciones para una adecuada cimentación son: zapatas corridas, cajones, pilotes, tablaestacas y pared subterránea continua.

PALABRAS CLAVES: Degradación o Erosión, Meandros, Incisión, Islas, Agradación, Socavación General, Socavación Local en Pilas, Estribos, Métodos de Cálculo de Socavación, Obras de Protección, Enrocado, Obras de Control, Tipos de Cimentación, Zapatas



**SOCAVACIÓN EN PUENTES: TRAMO ENTRE AVENIDA 12 DE OCTUBRE -
SOLANO**

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	10
ANTECEDENTES	16
OBJETIVOS	16
MARCO TEÓRICO.....	16
1. PROCESOS FLUVIALES.....	16
1.2. Causas Naturales.....	17
1.2.1. Erosión lateral y longitudinal del cauce.....	17
1.2.2. Corte de meandros	18
1.2.3. Erosión de orillas	18
1.2.4. Incisión de cauces	18
1.2.5. Formaciones de lecho como barras e islas.....	19
1.2.6. Procesos de orillares	19
1.3. Causas Antrópicas	19
1.4. Degradación.....	20
1.4.1. Procesos de Degradación.....	20
1.5. Agradación	24
1.6. Inundación	25
1.6.1. Tipos de Inundaciones.....	26
1.7. Controles de Flujo	26
2. FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE UN PUENTE Y SUS ESTRUCTURAS	27
2.1 Formas de Socavación	27
2.2 Tipos de Socavación.....	27
2.2.3 Socavación en estrechamientos	28
2.2.4 Socavación Transversal.....	28
2.2.5 Socavación en curvas.....	28
2.2.6 Socavación local en Pilas	29
2.2.7 Socavación local en estribos	30
2.2.8 Socavación general por contracción y otras causas.....	30
2.3 Efecto del Tiempo de Duración de la Creciente	30



2.4 Efecto de la Acumulación de Basura en Pilas	30
2.5 Efecto del Espaciamiento entre Pilas	31
2.6 Efecto del Tipo y Localización de la Cimentación	31
2.6.1 Tope de la cimentación está por encima del lecho del río	31
2.6.2 Tope de la cimentación por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación ($0 < z < ds$)	32
2.6.3 El tope de cimentación por debajo del hueco de socavación ($z > ds$)	33
2.7 Factor de Corrección para Socavación en Pilas de Gran Ancho	33
3. EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL	34
3.1 Socavación general del cauce	35
3.1.1 Socavación general en cauces definidos	35
3.1.2 Análisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme	36
3.1.3. Análisis de la Socavación General para Suelos no Cohesivos en Cauces Definidos con Rugosidad Uniforme	39
3.1.4. Cálculo de la Profundidad de la Socavación en Suelos Homogéneos	40
3.1.5. Cálculo de la Profundidad de la Socavación en Suelos no Homogéneos	41
3.2. Socavación General en Cauces Indefinidos	41
3.3. Métodos de Estimación de la Socavación General por Contracción.....	43
3.3.1. Método de Lischtvan-Levediev (1967).....	43
3.3.2. Método de Straub (1935).....	46
3.3.3. Método de Laursen (1953).....	47
3.3.4 Método de Neill (1975).....	50
4. SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS Y ESTRIBOS	52
4.1 Proceso de erosión local en estribos	53
4.2 Parámetros que condicionan la erosión máxima en estribos	54
4.3 Metodologías del cálculo. Recopilación de métodos y recomendaciones para el medio	54
4.3.1 Método de Laursen y Toch para Pilas (1953, 1956)	54
4.3.2. Método de Melville para Pilas (1992).....	57
4.3.3. Método de Arunachalam (1965, 1967).....	58
4.3.4. Método de Johnson (1992).....	58



5. OBRAS DE PROTECCIÓN DE PUENTES	59
5.1. Protección de Pilas y Estribos	60
5.2 Protección contra la socavación local al pie de las pilas	61
5.2.1 Enrocado	61
5.2.2 Pilas Auxiliares	65
5.2.3 Pantallas aguas arriba	65
5.2.4 Extensiones de la cimentación	66
5.2.5 Revestimiento del lecho con bloques.....	66
5.3 Protección contra la socavación local al pie de estribos	67
5.3.1 Enrocado	67
5.3.2 Diques de encauzamiento	69
5.4. Obras de Control.....	74
5.5. Control de Inundaciones	75
5.6. Mitigación de los efectos de las inundaciones	77
6. CRITERIOS PARA CIMENTACIÓN	78
6.1 Procedimiento de diseño de la cimentación de un puente para resistir socavación	79
6.2 Tipos de cimentación	81
6.3 Recomendaciones de cimentación	81
6.3.1 Zapatas corridas sobre suelo.....	81
6.3.2 Zapatas corridas sobre roca altamente resistente a socavación	85
6.3.3 Zapatas corridas sobre roca erosionable.....	85
6.3.4 Zapatas corridas puestas sobre sellos Tremie y soportadas sobre suelo	85
6.4 Cimentaciones profundas, cajones o pilotes hincados, con zapatas o cabezales.....	86
6.5 Estribos masivos sobre pilotes.....	86
6.6 Otras consideraciones para el diseño de puentes teniendo en cuenta socavación	86
7. APLICACIÓN GENERAL Y EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN UN PUENTE. CASO PRÁCTICO	88
7.1. HEC – RAS	91
7.2. GRANULOMETRÍA.....	94
7.3. CÁLCULOS DE SOCAVACIÓN	96



7.3.1. SECCIÓN 26	96
7.3.2. SECCIÓN 12	109
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
9. BIBLIOGRAFÍA	123
10. ANEXOS	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig 1. Erosión Lateral y problemas en estribos y pilas	18
Fig 2. Tipos de Deslizamientos	21
Fig 3. Tope de la cimentación sobre el lecho del río	32
Fig 4. Tope de la cimentación por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación	32
Fig 5. Tope de la cimentación por debajo del hueco de socavación	33
Fig 6. Tipos de cauce en socavación general	35
Fig 7. Perfil antes y después de la socavación.....	38
Fig 8. Velocidad de caída (w) para partículas de arena (HEC-18. 1993)	49
Fig 9. Sistema de vórtices durante la erosión en un estribo.....	53
Fig 10. Coeficiente K_f Método de Laursen y Toch (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)	56
Fig 11. Coeficiente K_g método Laursen y Toch (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)	56
Fig 12. Coeficiente K_ϕ método de Laursen y Toch (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)	57
Fig 13. Protección de las pilas mediante enrocado	62
Fig 14. Enrocado colocado en excavación previamente hecha.....	64
Fig 15. Enrocado sin excavación previamente hecha.	64
Fig 16. Pilas Auxiliares	65
Fig 17. Pantallas tipo baffles	65
Fig 18. Protección de pilas con pantallas	66
Fig 19. Enrocado de protección al pie de estribos.....	69
Fig 20. Alineamiento de los diques de encauzamiento	70
Fig 21. Esquema y orientación de los diques de encauzamiento.....	71
Fig 22. Gráfico para determinar la longitud de los diques de encauzamiento ..	73
Fig 23. Zona de Inundación.....	76
Fig 24. Influencia de la longitud de los pilotes	81
Fig 25. Zapata corrida	82
Fig 26. Pozos de Cimentación o Cajones	83
Fig 27. Pilotes.....	83
Fig 28. Tablestaca de tubos de acero	83
Fig 29. Pared subterránea continua	83



Fig 30. Fundación con torres gemelas	84
Fig 31. Fundación rígida y hueca	84
Fig 32. Fundación tipo Jacket.....	84
Fig 33. Perfil Longitudinal del Tramo de Río	92
Fig 34. Sección Transversal del Río.....	93
Fig 35. Condiciones de Borde de cada Sección.....	93
Fig 36. Curva Granulométrica	95
Fig 37. Sección 26 Perfil Transversal.....	97
Fig 38. División de la Sección 26	98
Fig 39. Socavación General mediante el Método de Lischtván - Levediev	100
Fig 40. Socavación General mediante el Método de Straub	101
Fig 41. Socavación General mediante el Método de Laursen.....	103
Fig 42. Socavación General mediante el Método de Neill.....	104
Fig 48. Sección 12 Perfil Transversal.....	109
Fig 49. División de la Sección 12	110
Fig 50. Socavación General mediante el Método de Lischtván - Levediev	111
Fig 51. Socavación General mediante el Método de Straub	112
Fig 52. Socavación General mediante el Método de Laursen.....	114
Fig 53. Socavación General mediante el Método de Neill.....	115

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores del Coeficiente β (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992) ...	39
Tabla 2. Valores del Coeficiente μ (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992) ...	39
Tabla 3. Valores de X y $1/1+x$ (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)	39
Tabla 4. Valores de V_{c1} para suelos cohesivos, en m/s. $H=1$ m	43
Tabla 5. Valores de V_{c1} para suelos no cohesivos, en m/s. $H=1$ m	43
Tabla 6. Valores del coeficiente K_1 (HEC-18. 1993)	48
Tabla 7. Coeficientes de Manning para Cunetas, Canales y Corrientes Naturales	91
Tabla 8. Granulometría del Fondo del Río	95
Tabla 9. Valor de D_{85}	96
Tabla 10. Valor de D_{50}	96
Tabla 11. Resultados Obtenidos	96
Tabla 12. Coordenadas y Parámetros de la Sección 26	99
Tabla 13. Profundidad de Socavación mediante el método de Lischtván - Levediev.....	99
Tabla 14. Profundidad de Socavación mediante el método de Straub.....	100
Tabla 15. Profundidad de Socavación mediante el método de Laursen	102
Tabla 16. Profundidad de Socavación mediante el método de Neill	103
Tabla 17. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Laursen y Torch	105



Tabla 18. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Laursen y Torch	106
Tabla 19. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Melville	106
Tabla 20. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Arunachalam	106
Tabla 21. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Johnson	107
Tabla 22. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación en el Cauce de la Sección 26	108
Tabla 23. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación en la Pila Central.....	108
Tabla 24. Coordenadas y Parámetros de la Sección 12	110
Tabla 25. Profundidad de Socavación mediante el método de Lischtvan - Levediev	111
Tabla 26. Profundidad de Socavación mediante el método de Straub.....	112
Tabla 27. Profundidad de Socavación mediante el método de Laursen	113
Tabla 28. Profundidad de Socavación mediante el método de Neill	114
Tabla 29. Profundidad de socavación en Pilas método de Laursen y Torch..	116
Tabla 30. Profundidad de socavación en Pilas método de Laursen y Torch..	116
Tabla 31. Profundidad de socavación en Pilas método de Melville.....	117
Tabla 32. Profundidad de socavación en Pilas método de Arunachalam.....	117
Tabla 33. Profundidad de socavación método de Johnson.....	118
Tabla 34. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación para la Sección 12.....	119
Tabla 35. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación en la Pila Central.....	119

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Problemas en Estribo del puente	22
Fotografía 2. Barras intermedias producto de la sedimentación	24
Fotografía 3. Agradación en las orillas del río	25
Fotografía 4. Bloque fundido in situ.....	67
Fotografía 5. Bloque formado por varias unidades.....	67
Fotografía 6. Puente Sector Reloj Floral	89
Fotografía 7. Tramo de Río Sector 3 Puentes.....	89
Fotografía 8. Sección 26 Río Yanuncay.....	97
Fotografía 9. Sección 12 Río Yanuncay.....	109



INDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: Otros métodos de cálculo de Socavación en Pilas	125
A.1 Método de Yaroslavtziev para Pilas (1968)	125
A.1.1 Método para suelos granulares.....	125
A.1.2 Método para suelos cohesivos.....	127
A.2 Socavación local al pie de pilas circulares	127
ANEXO 2: Secciones simuladas en el HEC RAS.....	128
ANEXO 3: Tabla de Resultados HEC – RAS	142
ANEXO 5: Perfil Longitudinal del Tramo del Río	142
ANEXO 6: Simulación del Tramo del Río en 3D	143

INDICE DE FIGURAS

Fig 1. Cálculo de K_v	126
Fig 2. Cálculo de K_h	126
Fig 3. Sección 1	128
Fig 4. Sección 2	129
Fig 5. Sección 3	129
Fig 6. Sección 4	130
Fig 7. Sección 5	130
Fig 8. Sección 6	131
Fig 9. Sección 7	131
Fig 10. Sección 8	132
Fig 11. Sección 9	132
Fig 12. Sección 10	133
Fig 13. Sección 11	133
Fig 14. Sección 12	134
Fig 15. Sección 13	134
Fig 16. Sección 14	135
Fig 17. Sección 15	135
Fig 18. Sección 16	136
Fig 19. Sección 17	136
Fig 20. Sección 18	137
Fig 21. Sección 19	138
Fig 22. Sección 20	138
Fig 23. Sección 21	139



Fig 24. Sección 22	139
Fig 25. Sección 23	139
Fig 26. Sección 24	140
Fig 27. Sección 25	141
Fig 28. Sección 26	141
Fig 29. Sección 27	141
Fig 30. Perfil Longitudinal	142
Fig 31. Simulación en 3D.....	143

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Diámetro Equivalente de Suelos Granulares para Suelos Cohesivos.....	127
Tabla 2. Tabla de resultados Hec-Ras	142



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Patricio Javier Freire Zurita, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Patricio Freire Z.
1717932089

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Patricio Javier Freire Zurita, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Patricio Freire Z.
1717932089

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Jorge Guillermo Ruilova Blacio, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Jorge Ruilova B

Jorge Ruilova B.
0704821214

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Jorge Guillermo Ruilova Blacio, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Jorge Ruilova B.

Jorge Ruilova B.

0704821214

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA INGENIERIA CIVIL

“SOCAVACION EN PUENTES: TRAMO ENTRE AVENIDA 12 DE OCTUBRE – SOLANO”

**TESIS PREVIA A
LA OBTENCION
DEL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

**AUTORES: PATRICIO JAVIER FREIRE ZURITA
 JORGE GUILLERMO RUILOVA BLACIO**

DIRECTOR: ING. CRISTIAN COELLO

CUENCA – ECUADOR

2012



SOCAVACIÓN EN PUENTES: TRAMO ENTRE AVENIDA 12 DE OCTUBRE - SOLANO

INTRODUCCIÓN

El problema de la socavación de puentes es algo que en el Ecuador preocupa, puesto que debido al cambio climático, se producen cambios extremos de temperatura, pasando de días soleados con altas temperaturas a días con intensas lluvias con bajas temperaturas, o en su defecto, en un mismo día se produce una combinación de las dos estaciones.

Al estar el Ecuador atravesado por la cordillera de los Andes, con un importante número de ríos, el período lluvioso es el que afecta la infraestructura de los puentes.

El mayor daño en la infraestructura de los puentes ocurre durante las crecientes, producido por la socavación de la cimentación de los estribos y/o pilas. Este daño puede variar desde erosiones en los terraplenes de acceso hasta la falla completa de la estructura del puente o su terraplén de acceso.

La socavación consiste en la disminución del nivel del lecho por la erosión del agua con una tendencia a exponer la cimentación del puente. En la actualidad no existe una metodología unificada que permita a los diseñadores y constructores estimar con seguridad la profundidad de socavación en puentes. Esta carencia se debe a la complejidad del problema y a su misma variación durante el corto plazo en el cual se produce la degradación, donde los flujos son inestables y las características dinámicas y geométricas son complejas; la corriente interactúa con mezclas variadas de sedimentos cuyos rangos van desde arenas aluviales hasta arcillas y rocas meteorizadas; es claro que durante una creciente sus características pueden cambiar drásticamente y de manera aleatoria. El problema a menudo se complica por la gran variedad de formas, alineamientos y posiciones usadas para pilas y estribos y por la presencia de desechos flotantes y basuras atrapadas que cambian la geometría y el patrón del flujo.

Existen muchas investigaciones sobre socavación alrededor del mundo, y se han publicado numerosas fórmulas para predecir su valor tanto en suelos granulares como en suelos cohesivos. Los valores estimados con esas fórmulas varían ampliamente, ya que, como se mencionó anteriormente, la extrema complejidad del fenómeno, hace que los estudios experimentales consideren ciertos aspectos del problema como constantes. Por tal razón resulta indispensable que se conozca las limitaciones y los rangos de aplicación de las metodologías que se van a utilizar para que no se obtengan valores que puedan poner en peligro la estructura o que resulte en una fundación extremadamente costosa.

Esta monografía trata de realizar una descripción del problema de socavación de los puentes y plantear una metodología de solución, que sin ser definitiva permitirá solucionar problemas que podrían afectar el normal tránsito vehicular en el país.



ANTECEDENTES

Esta monografía es un requisito para nuestra graduación como Ingenieros Civiles y trata un tema de vital importancia para el país, sobre el cual queremos contribuir con un aporte de solución para la socavación de puentes.

La infraestructura vial en el país está compuesta por una cantidad importante de puentes, los cuales soportan de acuerdo a su ubicación geográfica, por las estaciones climáticas, fuertes caudales de agua.

Son muchos los casos de colapsos y fallas de puentes por socavación, problema que debe ser objeto de reflexión y análisis por parte de la Ingeniería. Los puentes que han fallado por este fenómeno, no tuvieron en su etapa de diseño un estudio hidrológico e hidráulico, ya que el criterio fundamental de diseño de la cimentación obedeció más a la capacidad portante, que a la socavación probable.

OBJETIVOS

- Realizar una descripción del tema de socavación en puentes.
- Explicar los métodos de evaluación de socavación y sus metodologías más empleadas de solución y prevención.
- Aplicar los conocimientos teóricos, en una aplicación práctica, evaluando el tramo entre la Av. 12 de Octubre y Solano y los puentes respectivos.

MARCO TEÓRICO

SOCAVACIÓN EN PUENTES

1. PROCESOS FLUVIALES

Desde el punto de vista de la hidráulica fluvial, todos los ríos están sujetos en mayor o menor grado a procesos de erosión o degradación, equilibrio y sedimentación. Un río se considera en estado de equilibrio cuando no varía el perfil del fondo y de las márgenes del cauce y por lo tanto, existe compensación entre los sedimentos que son transportados hacia el sitio y desde el sitio.

La degradación se manifiesta cuando el nivel del lecho baja o si las márgenes se desplazan hacia afuera, lo que se presenta cuando la carga de sedimentos es inferior a la capacidad de transporte del flujo de agua. La degradación también conocida como sedimentación ocurre si el nivel del lecho debido a que la carga de sedimentos es superior a la capacidad de transporte del flujo de

agua. Estos procesos se aceleran e intensifican durante crecientes, que además originan el problema de las inundaciones sobre todo en las zonas planas aluviales de los ríos.

Los cambios morfológicos en los ríos pueden deberse a causas naturales o antrópicas. Las intervenciones humanas sobre un sistema hidráulico pueden desencadenar procesos a altas velocidades que naturalmente tardarían mucho tiempo en producirse y en algunos casos pueden llegar a ser irreversibles.

1.2. Causas Naturales

Entre las causas naturales podemos nombrar las siguientes:

1.2.1. Erosión lateral y longitudinal del cauce

La erosión lateral del cauce principal de la corriente ocurre dentro de las zonas bajas inundables y puede afectar la estabilidad de pilas, estribos y las zonas de aproximación, o alterar la socavación total al cambiar el ángulo de ataque del flujo sobre las estructuras. Un ejemplo de erosión lateral de la corriente se presenta en las curvas en que la capacidad de arrastre de los sólidos es mayor en la parte externa que en la parte interna lo que tiene gran influencia sobre la erosión de la corriente. En la figura 1 que se muestra a continuación se observa como el cambio de dirección de la corriente del cauce afecta a la zona externa del mismo provocando erosión en el terraplén. También se observa como la erosión afecta a las pilas y estribos del puente, dependiendo de su exposición.

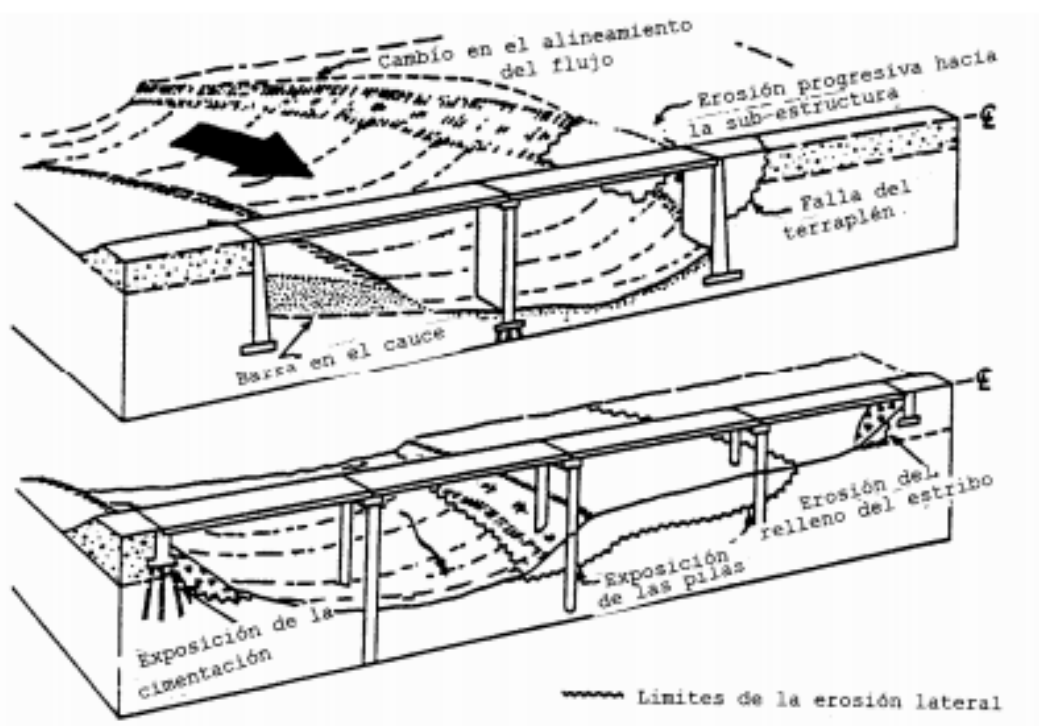


Fig 1. Erosión Lateral y problemas en estribos y pilas

1.2.2. Corte de meandros

Otro problema se presenta cuando el flujo tiende a cortar el meandro lo cual puede ocurrir por procesos naturales o antrópicos. La inestabilidad del cauce significa cambios en la geometría, que ocurren para intentar restablecer condiciones de equilibrio que se pierden durante crecientes. En el terreno, esto se refleja en un desplazamiento, captura o modificación de los meandros, que en algunos casos generan rectificación del cauce que con el tiempo empiezan a ser utilizadas para diferentes fines como agrícolas, habitacionales, recreacionales, etc. Sin embargo, se debe tener en cuenta que en condiciones de crecida, el río puede reactivar cauces abandonados y modificar o remodelar su trazado, causando problemas si es que estas zonas han sido ocupadas.

El corte de meandros produce efectos locales como el incremento de la pendiente, de la velocidad de flujo, del transporte de sedimentos, inestabilidad de taludes, el río se puede entrenzar y existe el peligro de socavación local en el puente. También se produce un efecto aguas abajo del corte como la depositación de sedimentos, aumento en los niveles de inundación.

1.2.3. Erosión de orillas

El movimiento de la corriente de agua que circula por el río produce el desprendimiento y posterior transporte de los materiales que conforman su perímetro mojado, el cual puede ser definido como aquella porción de la sección transversal que queda en contacto con el agua. De forma general, en un río pueden tenerse dos tipos de erosión, una lateral que amplía su ancho y una vertical que produce la profundización del cauce. El control de la erosión en corrientes de agua debe de tener en cuenta ambas situaciones, pudiendo realizar la desviación de los flujos sobre las áreas más vulnerables, o mejorar las características de resistencia del perímetro mojado a la acción del agua.

1.2.4. Incisión de cauces

Cuando se produce un desequilibrio entre la capacidad de transporte de la corriente y el suministro de carga sólida se produce un encajonamiento del cauce debido a un proceso de incisión. Para corregir el desequilibrio el agua del río aumenta la carga sólida captando sedimentos del lecho, este proceso llevará a una erosión y encajonamiento haciendo ríos cada vez más profundos.

Causas principales de la incisión:

- Incremento de las fuerzas erosivas por estrechamiento del cauce y concentración de los caudales.
- Aumento de la pendiente por obras de canalización.



- Aumento de la escorrentía y del caudal de punta de la crecida.
- Disminución de la carga sólida de los caudales circundantes.

1.2.5. Formaciones de lecho como barras e islas

Estas formas responden a los procesos de acumulación que tienen lugar entre zonas de inundación no estacionales. En estas zonas se transportan y se depositan material de tamaño considerable en donde los acontecimientos de máxima magnitud son capaces de moldear las formas y trasladarlas de un lugar a otro. Apareciendo y desapareciendo en aguas bajas y altas respectivamente.

1.2.6. Procesos de orillares

Constituyen geo formas que se ubican en las orillas de los ríos como consecuencias de la erosión natural de las mismas. Estas sufren inundaciones periódicas.

Se originan cuando se rompe el equilibrio erosión - sedimentación y predomina la erosión lateral en el período de grandes crecientes. El agua se expande por la llanura de inundación, muchas veces en forma turbulenta ocasionando mayor sedimentación por pérdida de velocidad de flujo.

1.3. Causas Antrópicas

Las acciones antrópicas son conocidas como el conjunto de procesos de alteración del relieve por acción del hombre, es decir la construcción de obras que modifican de forma positiva o negativa el entorno natural. En la construcción de puentes en ríos o cualquier otra estructura (presas, diques, etc.) son actividades que causan la alteración del entorno físico inicial, y darán una nueva condición a este entorno. Para el caso de la socavación la construcción de un puente debe de tomarse muy en cuenta los procesos de erosión que puedan presentarse en las pilas y estribos del mismo ya que un diseño sin tomar en cuenta estos procesos, podría llevar al fracaso la estructura. Esto agravado con las actividades realizadas por el hombre que en menor grado afecta a los procesos de socavación. A continuación se presentan algunas de las actividades antrópicas que influyen en los procesos fluviales como son:

- Construcción de obras hidráulicas como presas, diques, espolones, puentes, corte artificial de meandros, revestimientos del cauce.
- Actividades de minería en la cuenca pueden generar la producción de sedimentos que al ser conducidos al cauce aumentan las posibilidades de agradación.
- Cambios en la aptitud de uso del suelo; por ejemplo zonas agrícolas pasan a ser urbanas, cambios inapropiados de cultivos.



- Aterramiento de lagunas, desecación de pantanos.

Los procesos relevantes desde el punto de vista de la dinámica fluvial, agrupados en tres son: degradación, agradación e inundación y se tratan a continuación de manera introductoria.

1.4. Degradación

La degradación de un cauce se refiere a la pérdida de material en una zona del río y es el producto del desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material que es removido por el agua de esa sección. La posibilidad de arrastre de los materiales en cada punto se considera dependiente de la velocidad media del agua y de la velocidad media requerida para arrastrar las partículas de sedimento.

Para que se produzca la erosión se debe de cumplir que:

Velocidad media del agua (V_r) > Velocidad media de arrastre (V_e)

En otras palabras, consiste en el lavado del material del lecho de ríos, además es muy apreciable aguas abajo de las obras de almacenamiento de agua. También se presenta el fenómeno de lavado local alrededor de pilas de puentes y en general de todo tipo de estructuras hidráulicas.

1.4.1. Procesos de Degradación

1.4.1.1. Remoción en Masa

Los fenómenos de remoción en masa comprenden una gran variedad y complejidad de movimientos ladera abajo de material geológico debidos a la fuerza de la gravedad. En un concepto amplio, se puede aceptar que los fenómenos de remoción en masa incluyen la pérdida de materiales por deslizamiento de taludes y por erosión de laderas. El deslizamiento puede incluir movimientos en masa tan diferentes en su mecanismo como caída de rocas, flujo de lodos o subsidencia del terreno. En el caso de la erosión, existe un agente externo (agua, hielo, viento, variaciones térmicas, organismos vivos o el hombre) capaz de arrancar y transportar materiales de una ladera o de los taludes de un cauce.

En la figura 2 nos indica los tipos de deslizamientos que se pueden presentar entre los cuales tenemos: desprendimiento de bloques en donde el material cae ladera abajo en forma de bloque de material que lo constituye, hundimiento del suelo el cual se observa un desnivel en la superficie del terreno, deslizamiento circular el cual presenta una superficie de falla rotacional, deslizamiento o flujo de barro o lodo en donde el principal agente erosivo es el

agua, deslizamiento de detritus o escombros en donde influyen como agentes erosivos el agua, viento y gravedad.

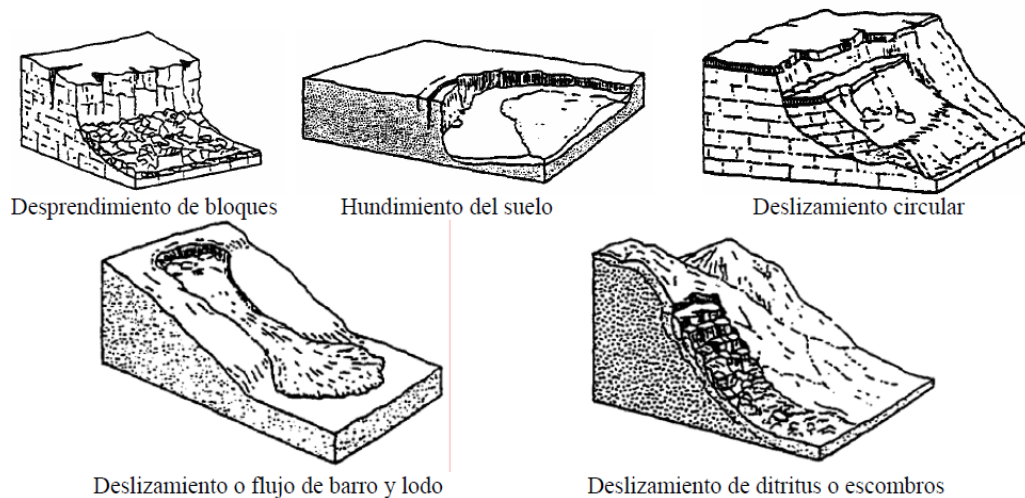


Fig 2. Tipos de Deslizamientos

1.4.1.2. Erosión y Divagación de un Cauce

Se produce por la tendencia de los ríos a moverse hacia la parte externa y hacia aguas abajo de las curvas. Ocurre principalmente en las partes curvas de los ríos en donde se produce mayor erosión. La degradación del río se produce eventualmente en el cauce principal dentro del plano de inundación el cual es propio de las zonas bajas inundables.

El transporte y la acumulación de sedimentos durante una crecida dependen de la duración de ésta y de la calidad y cantidad de sedimentos disponibles. Los riesgos directos se producen cuando se llevan a cabo obras dentro del lecho del río o en las riberas adyacentes, que pueden ser parcial o totalmente dañadas. Los riesgos indirectos se relacionan con el incremento de la inestabilidad y movilidad del cauce a consecuencia de la descarga de sedimentos en el lecho y en la llanura baja de desbordes del río.

En general, los factores que afectan la erosión y la divagación de un cauce son:

- Geomorfología de la corriente
- Localización de las obras hidráulicas en la zona
- Características del flujo
- Características del material del lecho y de los taludes

En la Fotografía 1 observamos los problemas que producen la erosión y divagación en la orilla del río afectando a un estribo del puente ocasionando el colapso del mismo.



Fotografía 1. Problemas en Estribo del puente

1.4.1.3. Socavación a largo plazo

La socavación del cauce a largo plazo se refiere a la tendencia a la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre, pero sin tenerse en cuenta eventos extremos o crecientes. Por no ser de naturaleza transitoria, o sea que no se presenta durante crecientes, la socavación a largo plazo se considera de tipo permanente. A continuación se nombran las causas que producen este tipo de socavación.

- Corte natural o artificial de meandros
- Canalizaciones
- Cambios en el control aguas abajo
- Extracción de materiales
- Desviación de agua desde o hacia el cauce
- Modificaciones en el uso del suelo de la cuenca de drenaje

1.4.1.4. Socavación General

La socavación general es el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos del lecho durante crecientes. Ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. La socavación general difiere de la socavación a largo plazo, que es permanente, puesto que al ocurrir durante crecientes se considera de carácter transitorio o cíclico.

El descenso del lecho puede ser uniforme o no uniforme a través de la sección transversal. El fenómeno es todavía poco conocido siendo lo único seguro las



medidas de campo pues los métodos de cálculo son apenas una lejana representación del comportamiento físico que ocurre en la realidad.

La socavación general es debida principalmente a la contracción del flujo ya sea en sentido vertical y horizontal, que ocasiona la remoción de material a través de todo o casi todo el ancho del cauce.

La causa más común de socavación por contracción, que es la reducción de la sección del flujo por los terraplenes de acceso a un puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta. Diques para control de inundaciones o estructuras transversales como muros construidos en el cauce, también son causantes de contracción lateral. La obstrucción es grande si las estructuras se proyectan hasta el cauce principal o si interceptan amplias zonas de inundación.

La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión ($V_r > V_c$). Para suelos sueltos, la velocidad de arrastre no es la velocidad que inicia el movimiento de algunas partículas de fondo, sino la velocidad mayor que mantiene un movimiento generalizado; en suelos cohesivos, será aquella velocidad capaz de ponerlos en suspensión.

La velocidad media del agua depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante, la velocidad media para arrastrar partículas depende de las características del material de fondo y del tirante. Como característica del material se toma el diámetro medio en el caso de suelos granulares y el peso específico seco en el caso de suelos cohesivos.

La erosión general puede producirse aun cuando el lecho del río sea rocoso, con tal que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir la erosión de la roca. La socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente, en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas, debido a la disminución de la turbulencia del agua.

Algunas condiciones que producen socavación general están asociadas con particularidades de la morfología del cauce como cauces trenzados que tendrán huecos de socavación más profundos cuando dos cauces se unen aguas abajo de una isla.

Otros factores que causan socavación por contracción son:

- Contracciones naturales de la corriente.
- Islas o barras de sedimentos en el puente, aguas arriba o aguas abajo.
- Acumulación de basuras o hielo.
- Crecimiento de vegetación en el cauce, en los taludes, o en la zona de inundación.

1.4.1.5. Socavación Local

La socavación local se refiere a la remoción del material que circunda pilas y estribos de un puente, o que se presenta aguas abajo de presas vertedoras y alcantarillas. Es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo.

1.5. Agradación

La agradación es el proceso que se presenta si el nivel del lecho del río se eleva o si las márgenes se desplazan hacia el interior del cauce y ocurre cuando hay exceso de sedimentos que la corriente no puede arrastrar.

Este problema se presenta especialmente en zonas bajas inundables en que las corrientes llegan con gran cantidad de material sólido proveniente de la degradación en la zona de montaña, que al llegar a zonas de bajas pendientes no pueden ser transportados quedando depositados.

El principal problema que causa la agradación es la disminución de la sección hidráulica y de la capacidad de transporte de caudal en una corriente, lo que puede inducir o agravar el problema de inundaciones.

La agradación se produce debido a causas naturales o artificiales como son: construcción de presas, corte natural o artificial de meandros, canalizaciones, cambios en el control aguas abajo (presas, formaciones rocosas, tributarios o confluencias), extracción de materiales, desviación de agua desde o hacia el cauce, movimientos naturales del cauce, modificaciones en el uso del suelo de la cuenca de drenaje (urbanización, deforestación, etc.)

En la Fotografía 2 observamos la formación de barras intermedias producto del arrastre de material aguas arriba del río.



Fotografía 2. Barras intermedias producto de la sedimentación

En la Fotografía 3 se muestra el proceso de agradación o sedimentación producido en las orillas del río disminuyendo su sección hidráulica.



Fotografía 3. Agradación en las orillas del río

Los cambios del nivel de agua que pueden afectar a estructuras y construcciones hidráulicas pueden ser descritos si son considerados tres fenómenos interrelacionados:

- Lavado local, causado por perturbaciones locales en el flujo tales como vórtices y remolinos. Algunos ejemplos de estos fenómenos son la socavación en la base de pilas, diques y obstrucciones similares.
- Socavación debida a la contracción causada por un incremento de la velocidad en los estribos de los diques, puentes y acumulación de desechos en las pilas de los puentes.
- Degradación o agradación de una corriente que ocurre en una gran extensión e intervalos de tiempo apreciables, debido a cambios en los controles tales como presas, cambios en suministros de sedimentos y cambios en la forma del río.

1.6. Inundación

Es la acumulación de agua causada por: lluvias intensas sobre áreas planas, deficiencias de drenaje, desbordamiento de corrientes naturales, avalanchas producidas por erupciones volcánicas, sismos, deslizamientos y formación de presas naturales, obstáculos al flujo por la construcción de obras civiles y sedimentación de cauces.

Las inundaciones son parte de un proceso natural como respuesta a eventos climáticos de autorregulación del propio ciclo hidrológico. Cuando los asentamientos humanos no consideran los límites naturales necesarios para evacuar las crecientes, se crea por ende una susceptibilidad al evento, y la vulnerabilidad de los elementos expuestos debido a la inundación está en función de la capacidad de protección que desarrolle el asentamiento.



Los valles aluviales están formados por depósitos de sedimentos transportados por corrientes superficiales. En épocas de lluvias y/o caudales altos, en ocasiones, la capacidad hidráulica del cauce llega a su límite, el agua sobrepasa los taludes y discurre por la llanura de inundación, depositando los sedimentos transportados y conformando lentamente el valle aluvial.

El tipo de cauce y las características geométricas de las secciones condicionan directamente la severidad de la creciente y la vulnerabilidad de las áreas cercanas a la orilla del río. La pendiente del cauce está relacionada con el tamaño de los materiales transportados, los cuales influyen la rugosidad del cauce; la rugosidad de los taludes y de las llanuras de inundación, se asocian a factores naturales y antrópicos afectando directamente la velocidad de propagación de la creciente.

Los pronósticos adecuados del clima, los oportunos sistemas de alerta por inundaciones y las prácticas mitigadoras, como los planes de manejo, han ayudado mucho a la prevención o la reducción de los efectos de las inundaciones sobre la salud y el bienestar de las comunidades.

1.6.1. Tipos de Inundaciones

De acuerdo a su origen, las inundaciones se clasifican en: pluviales, fluviales y costeras.

1.6.1.1 Inundaciones Pluviales y Fluviales

Se dan como consecuencia de las precipitaciones que se producen cuando la humedad contenida en los mares, océanos y otros grandes cuerpos de agua, es transportada hacia la tierra por el viento; al ascender el vapor de agua y disminuir su temperatura, está se presenta en cualquiera de las siguientes formas; lluvia, nieve o granizo.

1.7. Controles de Flujo

Los ríos responden a las influencias hidrológicas, hidráulicas, geomorfológicas y antrópicas de diversas formas. Debido a las múltiples variables involucradas, son sistemas altamente dinámicos donde domina la variabilidad y la complejidad. Sin embargo, existen condiciones que controlan el flujo impidiendo su movimiento libre. Estos controles inducen la presentación o no de algunos de procesos los cuales pueden ser de cuatro tipos:

- a) Controles geológicos impuestos por la presencia de rocas o estratos resistentes al flujo.
- b) Controles estructurales como fallas y pliegues.



c) Controles naturales como lagos y océanos que definen el nivel base de un río controlando su avance de la juventud a la vejez.

d) Controles antrópicos como presas, diques, muros y en general, obras de control fluvial.

Los controles físicos que promueven o restringen el movimiento lateral o vertical de un río son los responsables de su forma y en consecuencia, de sus características sedimentológicas. Es posible que el sistema llegue a una condición de equilibrio dinámico sin necesidad de llevar a cabo todos los procesos de ajuste mencionados; también puede realizarse una combinación simultánea de varios ajustes. Es muy importante conocer la profundidad y características del estrato sub aluvial y las formaciones geológicas que puedan estar controlando la pendiente, ya que ésta es una de las principales variables que determina la dinámica de los procesos del cauce.

2. FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE UN PUENTE Y SUS ESTRUCTURAS

2.1 Formas de Socavación

Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

1. **Socavación en lecho móvil:** Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del lugar de construcción de un puente, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.
2. **Socavación en agua clara:** Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del lugar de construcción de un puente, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.

2.2 Tipos de Socavación

La socavación que una corriente de agua produce en el cauce por el que circula, puede presentar diversas formas las cuales son:

- Socavación normal o general...ver punto 1.4.1.4
- Socavación a largo plazo... ver punto 1.4.1.3
- Socavación en estrechamientos
- Socavación Transversal
- Socavación por erosión lateral de la corriente...1.2.1
- Socavación en curvas
- Socavación en pilas



- Socavación en estribos
- Socavación general por contracción y otras causas

2.2.3 Socavación en estrechamientos

Se entiende por socavación en estrechamientos la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

1. Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal.
2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cauce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce.

2.2.4 Socavación Transversal

La reducción del ancho de la sección de un cauce ocasionada en forma natural o por la construcción de una obra, es compensada por un incremento en la profundidad hasta el punto en el cual se alcanza la capacidad necesaria en la sección.

2.2.5 Socavación en curvas

Para complementar con la información mencionada en el punto 1.4.1.2 se menciona que esta socavación se genera en el fondo cercano al lado cóncavo de la curva o talud exterior debido al flujo helicoidal que se forma cuando el río cambia de dirección, esto se debe a la sobre elevación del nivel del agua en esta zona producida por la fuerza centrífuga, como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior de la curva exterior que en la parte. El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares, pues al disminuir la velocidad del agua en la curva aumenta el depósito en esta zona y por ello, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el caudal.



La socavación en un puente construido en una curva estable puede cuantificarse con los métodos de cálculo de profundidad. En el caso de que el puente se encuentre en un tramo recto y exista la posibilidad de que una curva lo cruce, será preciso calcular las nuevas profundidades de socavación, teniendo en cuenta el perfil del río en las nuevas condiciones. La profundidad máxima se observa en el tramo de la mitad de la curva hacia aguas abajo generalmente.

2.2.6 Socavación local en Pilas

Se presenta al pie de las estructuras que se encuentran interpuestas con las corrientes, sumergidas o que emergen de la superficie del agua como consecuencia de la turbulencia provocada por la presencia de obstáculos. Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas, por lo tanto un cambio en su capacidad de arrastre de sólidos. Si esta supera al aporte del gasto sólido del río, ocurrirá una socavación local. Es importante el conocimiento de la profundidad en donde se produce el efecto erosivo, pues una falla en esta lleva a la destrucción total de la estructura y la adopción de profundidades excesivas que complican los procedimientos de construcción.

Parámetros que influyen en la socavación local.

1. Parámetro Hidráulicos

- Velocidad media de la corriente
- Tirante frente a la cara de la pila
- Distribución de velocidades
- Dirección de la corriente respecto al eje de la pila

2. Parámetros del material de fondo

- Diámetro de los materiales
- Curva granulométrica
- Forma de los granos
- Grado de cohesión
- Peso específico sumergido
- Estratificación del subsuelo

3. Parámetros geométricos de la pila

- Ancho de la pila
- Relación largo-ancho
- Sección transversal de las pilas

4. Parámetros de ubicación del puente



Contracción de la sección
Radio de curvatura del tramo del río
Obras de control de gasto (aguas arriba y aguas abajo)

5. Parámetros del tiempo

Duración del pico de la avenida
Tiempo requerido para remover el material y alcanzar una condición estable.

2.2.7 Socavación local en estribos

La socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes. Se la distingue por existir diferencias en los métodos teóricos y experimentales para su evaluación

2.2.8 Socavación general por contracción y otras causas

Otras condiciones de socavación general resultan de las características relacionadas con la corriente (recta, meándrica o entrenzada), controles variables del flujo aguas abajo y otros cambios que ocasionen degradación del cauce.

2.3 Efecto del Tiempo de Duración de la Creciente

El principal postulado que soporta los métodos propuestos hasta la fecha es que bajo condiciones conocidas de caudal pico y tiempo al pico para el hidrograma de diseño, se pueden obtener profundidades de socavación menores que las de equilibrio para condiciones de agua clara. Las profundidades de socavación de equilibrio en un modelo físico pueden llegar a requerir entre dos y tres días lo cual representaría tiempos mucho mayores y no razonables para prototipos. En general, los métodos propuestos para involucrar el factor tiempo resultan muy arriesgados ya que las profundidades encontradas son pequeñas en comparación con otros métodos mas comúnmente aceptados y su uso debe evitarse mientras no se tenga más información que verifique su aplicabilidad.

2.4 Efecto de la Acumulación de Basura en Pilas

Las basuras acumuladas en una pila incrementan la socavación local produciendo huecos de socavación más amplios y profundos que si la pila estuviere libre de desechos. El efecto de la basura acumulada es aumentar el



ancho de la pila y dirigir hacia abajo una componente del flujo produciendo el efecto mencionado anteriormente

Para propósitos de diseño, el efecto de las basuras se considera aumentando el ancho de la pila a ser usado en el cálculo de la socavación local pero quede a criterio decirlo.

2.5 Efecto del Espaciamiento entre Pilas

La profundidad de socavación no depende generalmente de la proximidad de las pilas adyacentes, pero si está influida por este factor cuando los huecos de socavación se superponen. Usualmente, el efecto de la influencia de las pilas adyacentes se considera dentro del efecto de la socavación por contracción del cauce.

Prácticamente ninguno de los métodos disponibles para calcular socavación en pilas considera el efecto del espaciamiento.

2.6 Efecto del Tipo y Localización de la Cimentación

Generalmente se construyen pilas de sección transversal uniforme a lo largo de su altura por lo que su diseño se basa en un ancho único debido a una facilidad constructiva. Debido a su forma y tamaño no uniforme, se hace más difícil escoger las dimensiones precisas de la pila para calcular las profundidades de socavación.

La dimensión precisa puede ser el ancho de la pila, el ancho de cimentación o un ancho ponderado. Existen algunas investigaciones que tratan de dar claridad sobre el efecto del tamaño y la profundidad del hueco de socavación cuando la pila es de forma y tamaño no uniforme, o cuando la cimentación queda expuesta al flujo lo cual es muy común en la realidad (**Ver Sterling Jones, J., Kilgore, R. T. y Mistichelli, M. P.,(1992); Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown, B. M. y Khoury, A. E. (1996); y Melville, B. W.y Raudkivi, A. J., 1996)**

Existen tres casos de localización de la cimentación.

2.6.1 Tope de la cimentación está por encima del lecho del río

La profundidad de socavación a esperarse varía entre un mínimo cuando la cimentación se encuentra a ras del lecho $z=0$, hasta un máximo cuando el ancho de la cimentación tiene efecto sobre toda la profundidad del agua $-z=h$ donde $-z$ es la altura de cimentación sobre el lecho del cauce. En la figura 3 se

muestra la estructura de la pila en el cauce del río donde a es el ancho de la pila, a_c es el ancho de cimentación de la pila, h es el tirante de agua, d_s es la profundidad de cimentación, z el eje del lecho con respecto a la cimentación. Según las condiciones de este caso:

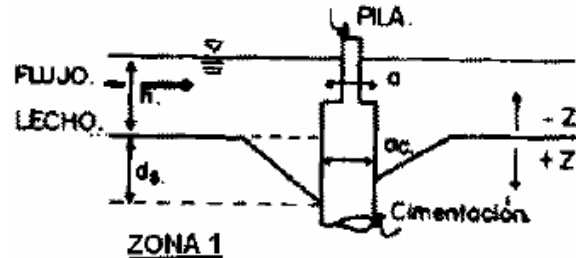


Fig 3. Tope de la cimentación sobre el lecho del río

Según los estudios mencionados la altura de socavación d_s varía en el siguiente rango:

$Z < 0$ la cual nos indica que la cimentación se encuentra por debajo del lecho

$2.4a < d_s < 2.4a_c$ observando que la profundidad de socavación está en función de la sección de la pila.

2.6.2 Tope de la cimentación por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación ($0 < z < d_s$)

Las profundidades de socavación resultan menores ya que la influencia de la cimentación puede llegar a absorber los vórtices asociados a la socavación. Esta disminución de la socavación es más notoria cuando la cimentación se encuentra por debajo del lecho del río. Considerando que la reducción en la socavación es difícil de estimar, se calcula la socavación considerando solo el efecto del ancho de la pila. En la figura 4 observamos que la cimentación se encuentra dentro del hueco de socavación y se describen las secciones mencionadas anteriormente.

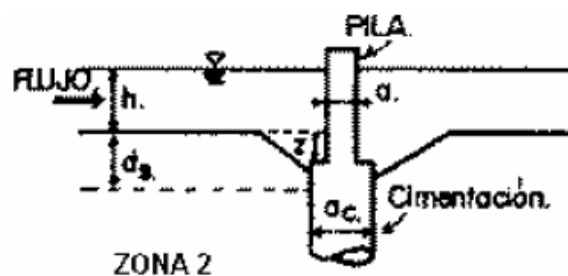


Fig 4. Tope de la cimentación por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación

Citando las investigaciones ya mencionadas, el tope de la cimentación con respecto al eje del lecho z y la altura de socavación d_s fluctúan en los rangos que se muestran a continuación:

$0 < z < d_s$ o $0 < z < 2.4a$, lo cual nos indica que la profundidad de la unión pila-cimiento se encuentra por debajo del eje del lecho y dentro de la profundidad de socavación.

Otra recomendación para la profundidad de socavación es:

$d_s < 2.4a$ en donde la profundidad está en función del ancho de la pila.

2.6.3 El tope de cimentación por debajo del hueco de socavación ($z > d_s$)

La forma y dimensiones de la cimentación no influyen en la socavación. Para calcular esta socavación se considera solo el efecto de la pila. La figura 5 muestra que el tope de la cimentación se encuentra por debajo del hueco de socavación.

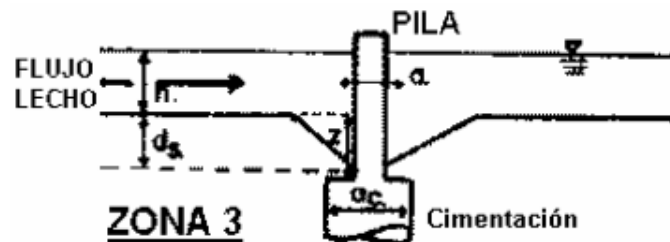


Fig 5. Tope de la cimentación por debajo del hueco de socavación

Mediante investigaciones mencionadas se recomienda los siguientes rangos para la altura de socavación d_s , y profundidad del tope de la cimentación están en función del eje del lecho z , las cuales son:

$Z > d_s$ o $Z > 2.4a$, en donde se observa que la profundidad medida desde el lecho z hasta la unión pila-cimiento se encuentra por debajo de la profundidad de socavación o también que esta se encuentra a una profundidad mayor a 2.4 veces el ancho de la pila.

$d_s = 2.4a$, se considera que la profundidad de socavación es igual a 2.4 veces el ancho de la pila, obteniendo un valor definido de la profundidad de socavación.

2.7 Factor de Corrección para Socavación en Pilas de Gran Ancho

Estudios de laboratorio y datos de campo para pilas de gran ancho, en flujos de poca profundidad, han indicado que las ecuaciones existentes para el cálculo



de la socavación local en pilas, sobrestima las profundidades de socavación. Johnson y Torrico (1994) sugieren las siguientes ecuaciones para el factor de corrección K_w .

El factor de corrección debe ser usado cuando la razón de flujo h y el ancho de pila a es menor a 0.8; la razón del ancho de la pila a al diámetro medio del material D_{50} sea mayor que 50, y el número de Froude del flujo sea subcrítico.

$$K_w = 2.58 \left(\frac{h}{a} \right)^{0.38} * Fr^{0.65} \quad \text{para } \frac{V}{V_c} < 1$$

$$K_w = 1.00 \left(\frac{h}{a} \right)^{0.13} * Fr^{0.25} \quad \text{para } \frac{V}{V_c} \geq 1$$

Dónde:

K_w = factor de corrección para pilas de gran ancho y flujos poco profundos

a = ancho de pila (m)

h = profundidad de flujo (m)

Fr = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

Se recomienda utilizar el factor de corrección K_w ya que ha sido desarrollado con varios datos en pruebas de laboratorio. Se debe tomar en cuenta el volumen de tránsito, importancia de la vía, costo de una posible falla y el cambio de costo que produce la utilización del factor K_w

3. EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

Una de las causas más comunes de falla de los puentes es la ocurrencia de crecientes que producen socavación excesiva alrededor de pilas y estribos. El objetivo final de la evaluación de la socavación es identificar los puentes críticos para poder tomar las medidas que lleven a garantizar la seguridad y minimizar los efectos negativos resultantes de la falla o del cierre de un puente.

El proceso de la evaluación de un puente con relación a la socavación es el mismo en casos de puentes construidos o por construir. La diferencia radica en que un puente ya existente no se puede modificar totalmente y debe procederse a estudiar, diseñar y construir medidas de prevención y control. Si un puente está en la etapa de diseño, puede ser modificado para mejorar sus condiciones de estabilidad frente a la socavación.

La evaluación de socavación tiene como finalidad determinar si el puente es estable o no. Si es estable, eventualmente pueden requerirse medidas de

protección, en tanto que si es inestable, hay que entrar a rehabilitarlo estructuralmente contra la socavación.

3.1 Socavación general del cauce

Como ya se mencionó en el punto 1.4.1.4 la socavación general es el descenso en el fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de arrastre de la corriente. En la figura 6 se muestra la clasificación de la socavación general basándose en el tipo de cauce, en el material de fondo y su distribución de materiales en el fondo.

	Cauce	Material de fondo	Distribución de materiales en el fondo
socavación general	definido	cohesivo	homogénea heterogénea
		no cohesivo	homogénea heterogénea
	indefinido	cohesivo	homogénea heterogénea
		no cohesivo	homogénea heterogénea

Fig 6. Tipos de cauce en socavación general

3.1.1 Socavación general en causas definidos

La condición para que haya arrastre en las partículas en un punto del fondo es que la velocidad media en ese punto (V_r) sea mas que la velocidad media que se requiere para que el material en tal punto sea arrastrado (V_e) para suelos sueltos. De tratarse de un suelo cohesivo es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión las partículas. La erosión cesa cuando $V_e = V_r$.

La velocidad real se da en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La velocidad erosiva esta en función de las características del material de fondo y del tirante.



La profundidad de la erosión en cauces definidos e indefinidos se distinguen dos casos diferentes según la rugosidad sea o no en toda la sección transversal.

3.1.2 Análisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme

Para este análisis se requiere conocer el caudal de diseño Q_d y el tirante que alcanza la superficie del líquido para ese caudal.

La magnitud de la erosión en suelos limosos y arcillosos depende del peso volumétrico del suelo seco. El valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado:

$$V_e = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x; \text{ m/s (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)}$$

En donde:

γ_d = peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_o en ton/m^3

β = un coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la crecida que se estudia

H_s = tirante considerado para el valor de V_e (m).

x = Exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d del material seco en ton/m^3 .

La variación de la velocidad media real de la corriente V_r está en función de la profundidad y para cada punto de la sección se analizará una franja vertical de la sección transversal. La hipótesis de cálculo es que el caudal en cada franja permanezca constante mientras dura el proceso erosivo.

En forma hipotética se considera un espesor ΔB y que el fondo se encuentra en su nivel inicial antes de que se produzca la erosión. El caudal que pasa por esa sección se expresa.

$$Q = V \Delta A = 1/n(S^{1/2} H_o^{5/3} \Delta B); \text{ (Robert Manning, 1889)}$$

Por ser ΔB pequeño, el radio hidráulico es igual al tirante.

En donde:



S = pendiente hidráulica

H_o = profundidad antes de la erosión

n = rugosidad de Manning

Como se consideró una rugosidad constante en toda la sección, el valor de $1/n$ ($S^{1/2}$) es constante en cualquier punto de la sección y se denomina α .

Entonces:

$$Q = \alpha H_o^{5/3} \Delta B$$

El valor de H_o puede ser expresado en función del tirante medio H_m de toda la sección transversal antes de la erosión, reemplazando el valor de α y de ΔB se obtiene el caudal de diseño Q_d .

$$Q_d = 1/n (s^{1/2} H_m^{5/3} B_e)$$

Donde

B_e = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal, es decir el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es 0° .

El tirante medio de la sección H_m se lo obtiene dividiendo el área hidráulica para el ancho B_e .

Si sobre la sección de estudio se encuentra un puente, la corriente del agua forma vórtices cerca de las pilas y de los estribos, por esta razón es necesario afectar el valor del caudal de diseño Q_d mediante un coeficiente de contracción μ .

$$Q_d = \mu/n (s^{1/2} H_m^{5/3} B_e)$$

$$Q_d = \alpha \mu H_m^{5/3} B_e$$

Despejando esta ecuación en función de α se obtiene que:

$$\alpha = Q_d / (H_m^{5/3} B_e \mu)$$

En la sección de estudio al incrementarse H_o , y alcanzar un valor cualquiera H_s , la velocidad disminuye a un valor V_r . En función de la velocidad y del tirante. ΔQ en la franja ΔB esta expresada por:

$$\Delta Q = V_r * H_s * \Delta B$$

Al igualar esta ecuación se obtiene:

$$V_r * H_s * \Delta B = a * H_o^{5/3} * \Delta B$$

Eliminando los términos semejantes se obtiene el valor de la velocidad real quedando:

$$V_r = \frac{a H_o^{5/3}}{H_s}$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de la velocidad media de la corriente V_r , y la velocidad de erosión que se necesita para que el fondo se degrade V_e , lleguen a ser iguales.

En donde la ecuación de equilibrio es:

$$V_r = V_e$$

En la figura 7 se muestra una sección del perfil de un río en donde se produce la socavación. Aquí se señalan las diferentes alturas mencionadas anteriormente y se muestran dos perfiles, los cuales:

- (1) Es el perfil antes de la erosión
- (2) Es el perfil de equilibrio tras la erosión

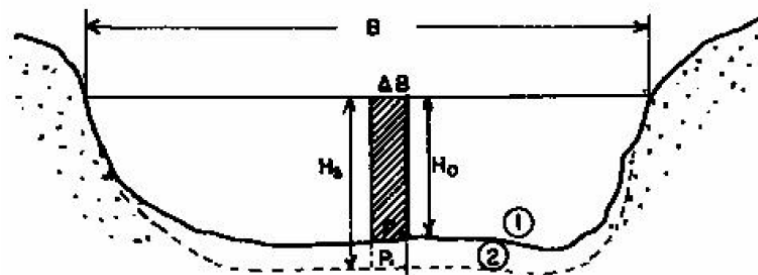


Fig 7. Perfil antes y después de la socavación

A continuación se muestran las tablas de los valores de los coeficientes de acuerdo a las condiciones antes mencionadas.

Probabilidad anual (en %)de que se presente el caudal de diseño	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97



UNIVERSIDAD DE CUENCA

1	1
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 1. Valores del Coeficiente β (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 2. Valores del Coeficiente μ (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)

valores de x y 1/1 + x para suelos cohesivos y no cohesivos											
suelos cohesivos						suelos no cohesivos					
Y _d (mm)	x	1/(1+x)	Y _d (mm)	x	1/(1+x)	d (mm)	x	1/(1+x)	d (mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Tabla 3. Valores de X y 1/1+x (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)

3.1.3. Análisis de la Socavación General para Suelos no Cohesivos en Cauces Definidos con Rugosidad Uniforme

La velocidad media de la corriente en suelos formados de granos gruesos (arenas, gravas finas), tienen el mismo valor anterior.

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

La velocidad de erosión V_e se expresa:

$$V_e = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^X$$

En donde:

H_s = tirante para el valor de V_e , en metros.

X =Exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d del material seco en ton/m^3

dm = Diámetro medio en mm de los granos del fondo. Se obtiene:

$$dm = 0.01 \sum di * pi$$

En donde:

di : diámetro medio en mm de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

pi : peso como porcentaje de esa misma porción, comparado al peso total de la muestra.

Se cumple también la misma condición de equilibrio:

$$V_r = V_e$$

3.1.4. Cálculo de la Profundidad de la Socavación en Suelos Homogéneos

En secciones homogéneas puede calcularse la profundidad de socavación esperada mediante el método de Lischtván – Levediev (1967) que se mencionará más adelante. Dentro de suelos homogéneos se distinguen dos condiciones sea el material cohesivo o granular:

- **Suelos Cohesivos:** La condición de equilibrio es $V_e = V_r$. Así:

$$0.60 * \gamma_d^{1.18} * \beta * H_s^X = \alpha * \frac{H_v^{5/3}}{H_s}$$

Dónde:

$$H_s^{1+X} = \alpha * \frac{H_v^{5/3}}{(0.60 * \gamma_d^{1.18} * \beta)}$$

Por lo tanto:

$$H_s = \left(\frac{H_v^{5/3}}{0.60 * \gamma_d^{1.18} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$



Este valor es el tirante que se produce. Al restarle H_o , se da el valor de la socavación.

$$ds = H_s - H_o$$

ds = profundidad de socavación.

- **Suelos Granular:** Aplicando la condición de equilibrio:

$$0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^x = u * \frac{H_o^{5/3}}{H_s}$$

Dónde:

$$H_s = \left(\frac{u H_o^{5/3}}{0.68 * dm^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Teniendo en cuenta el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la crecida, se escoge varios puntos cuyas distancias verticales muestran la profundidad erosionada. Uniendo estos puntos se tiene el perfil de socavación.

3.1.5. Cálculo de la Profundidad de la Socavación en Suelos no Homogéneos

Suelos no Homogéneos se designan a aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes conocido como estratificación, se obtiene mediante tanteos.

Se escoge un punto P_i donde se calculará la socavación. Se conoce el perfil bajo la sección y según el material que esté formado, se aplica las fórmulas dadas anteriormente.

El cálculo se inicia en la parte superior hasta las capas profundas. Si en el primer estrato coincide que la altura H_s cae en ese estrato, esta profundidad H_s es la requerida y se detiene los tanteos. Este procedimiento se realiza con varios puntos escogidos de la sección que al unirlos darán el perfil teórico producido por la socavación.

3.2. Socavación General en Cauces Indefinidos

Se da en ríos de cauce no definido, es decir en ríos donde varias corrientes se entrecruzan. En estos ríos se cumplen las siguientes condiciones:



$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25$$

Dónde:

Q_p : Caudal que pasa por el mayor cauce formado en estiaje denominado cauce principal.

Q_a : Caudal que pasa por los demás cauces.

Otra condición es:

$$\frac{B_o}{B_r} = 0.80$$

Dónde:

B_o : anchura de cauce para un nivel normal de agua.

B_r : ancho total del nivel de agua máxima que están en los bordes del cauce de las crecidas.

En los cauces indefinidos se procede a calcular con la misma secuencia utilizada en los definidos, con la diferencia de que la velocidad real media de la corriente V_r se compara con una velocidad conocida como no erosionante V_c . La velocidad V_c depende de la naturaleza del material de fondo y del tirante de la corriente.

$$V_c = V_{c1} * H_s^{0.2}$$

Dónde:

V_c : velocidad no erosionante para el tirante H_s .

H_s : tirante, en metros.

V_{c1} : velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de 1 metro.

Así la profundidad de socavación se puede calcular tanto para suelos cohesivos y no cohesivos y conocer V_{c1} . La tabla 4 y 5 muestran los valores de V_{c1} para distintos tipos de suelos.

Tipo de Suelo	$1.2 \leq \gamma_d < 1.66$ ton/m ³	$1.66 \leq \gamma_d \leq 2.04$ ton/m ³	$2.04 < \gamma_d \leq 2.14$ ton/m ³
Arcillas francas	0.85	1.2	1.7

Suelos arcillosos y Limos plásticos	0.8	1.2	1.7
Arcillas margosas	0.7	1.0	1.3

Tabla 4. Valores de V_{c1} para suelos cohesivos, en m/s. $H=1$ m

Tipo de suelos	dm (mm)	Valores de V_{c1} (m/seg)
Limos no plásticos	0.005...0.05	0.20...0.30
Arena fina	0.05...0.25	0.30...0.45
Arena media	0.25...1.0	0.45...0.60
Arena Gruesas	1.0...5.0	0.60...0.85
Grava fina y medias	5.0...25.0	0.85...1.45
Grava gruesa	25.0...75.0	1.45...2.40
Fragmentos chicos	75.0...200.0	2.40...3.80
Fragmentos medianos	200...400.0	3.80...4.75

Tabla 5. Valores de V_{c1} para suelos no cohesivos, en m/s. $H=1$ m

3.3. Métodos de Estimación de la Socavación General por Contracción

La causa más común de socavación general es la contracción del flujo la cual es producida por la reducción de la sección del cauce, por la construcción de terraplenes de acceso al puente y también es generada en menor en grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta del cauce.

3.3.1. Método de Lischvan-Levediev (1967)

La teoría expuesta por Lischvan-Levediev (1967), para su aplicación requiere de datos que son relativamente fáciles de obtener en la naturaleza, permite determinar el valor de la socavación general en cualquier tramo de un río, el correspondiente a la socavación debido a la contracción en secciones donde se ha reducido el área hidráulica. Los datos que se pueden tomar de la sección en estudio son los siguientes:

- El Caudal de diseño Q_d escogido mediante un método estadístico utilizando la distribución normal, log normal de 2 o 3 parámetros, Pearson tipo III, Gumbell o de valores extremos, también se utiliza la



técnica del hidrograma unitario y la utilización de fórmulas empíricas. Luego se elabora la curva de calibración de sección transversal, de donde se obtiene la cota del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) correspondientes al caudal de diseño. La curva de descarga se puede obtener si se tiene los siguientes datos:

- 1) Perfil de la sección transversal el cual se lo puede obtener de manera sencilla en las épocas de estiaje, pendiente del río medida en un tramo mínimo de 200 metros aguas arriba y abajo del sitio del puente, y rugosidad del cauce.
 - 2) Aforos de la corriente realizados en diferentes estaciones o niveles de agua, con los cuales se aplican técnicas de extrapolación de Manning, Stevens, o ajuste a curvas parabólicas y logarítmicas.
- Las características del material de fondo, para esto se realiza una exploración geotécnica del subsuelo, con el fin de conocer la estratigrafía y características geotécnicas del cauce, mediante sondeos o perforaciones. El método requiere conocer la curva granulométrica del material representativo de cada estrato del lecho para determinar el diámetro medio cuando el suelo del estrato es granular y la densidad o peso volumétrico seco cuando se trata de un suelo cohesivo. Además es necesario conocer la densidad del agua más sedimentos los cuales influyen durante las crecidas.

Este método se lo utiliza para el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes dependientemente de que exista o no un puente. Si es utilizado para el cálculo de la socavación en una zona donde exista un puente no se debe adicionar el efecto de la contracción puesto que este efecto ya está siendo considerado.

El método propuesto por Lischtván-Levediev se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). También se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural, permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse para cauces definidos o no definidos, materiales de fondo cohesivos o friccionales o para condiciones de distribución de los materiales de fondo del cauce siendo estos homogéneos o heterogéneos, según los ajustes que sean requeridos para los casos mencionados.

Proceso de Cálculo

- Caudal de diseño (Robert Manning, 1889)



$$Qd = \frac{A}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Dónde:

Qd : Caudal de diseño (m^3/s).

A : Área Hidráulica (m^2).

R : Radio Hidráulico (m).

S : Pendiente Hidráulica o pendiente media asumiendo flujo uniforme.

n : Coeficiente de Rugosidad de Manning.

$$a = \frac{Qd}{A * R^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n}$$

a : Coeficiente de Sección dependiente de las características hidráulicas.

$$R = \frac{A}{P}$$

$$A = B * h$$

$$P = B + 2h$$

$R = h$, asumiendo que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para cauces muy anchos.

$$a = \frac{S^{1/2}}{n} = \frac{Qd}{B * h^{5/3}} = \frac{Qd}{B * hm^{5/3}}$$

$$h = hm = \frac{A}{B}$$

$$Qd = a * B * hm^{5/3}$$

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Qd = ah^{5/3}B = Vr * Hs * B$$

$$Vr = \frac{ah^{5/3}}{Hs}$$

La profundidad de socavación se la realiza para dos casos los cuales son:

- **Suelos Cohesivos:** La condición de equilibrio es $V_e = V_r$. Así:

$$H_s = \left(\frac{H_o^{5/3}}{0.60 * \gamma_d^{1.18} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+n}}$$

- **Suelos Granular:** Aplicando la condición de equilibrio:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 * \gamma_d^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+n}}$$

Estas ecuaciones fueron obtenidas en el punto 3.1.4 en donde la profundidad de socavación se la obtiene realizando la siguiente diferencia.

$$ds = H_s - H_o$$

Fórmula Simplificada del Método Lischtván - Levediev

La hipótesis fundamental del Método de Lischtván-Levediev establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el proceso erosivo, es así que considerando un lecho granular (arenoso) para un período de retorno $T=100$ años y asumiendo la densidad del agua invariable:

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{4.70 * D^{0.28}} \right)^{0.71}$$

Donde:

h_{cj} : Profundidad luego de la erosión vertical en la subsección j (m)

q_j : Caudal por unidad de ancho asociado a la franja j (m³/s/m)

D : Diámetro característico de las partículas que componen el fondo, asumida a D_{50} (m)

3.3.2. Método de Straub (1935)

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.



$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} \cdot h_1$$

Dónde:

H_s = Tirante para que se produzca la velocidad V_e (m)

B_1 = Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m).

B_2 = Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m).

h_1 = Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m).

3.3.3. Método de Laursen (1953)

Se considera los casos de socavación en el lecho móvil o en agua clara. Dependiendo de si hay o no transporte de sedimentos desde aguas arriba, por lo que hay que comparar la velocidad media del flujo con la velocidad erosiva. Si el lecho es móvil debe saberse si el material es lavado a través de la abertura del puente para lo cual se calcula la relación entre la velocidad cortante y la velocidad de caída de la partícula D_{50} (V_* / w) los cálculos de estas velocidades serán mencionadas más adelante. Si esta relación es mayor que 3 quiere decir que el material transportado desde aguas arriba es principalmente carga de lecho en suspensión y se va a lavar en la contracción.

El cauce principal puede tener condiciones de socavación en el lecho móvil mientras que las laderas pueden estar en condiciones de agua clara.

Si el estribo está alejado una pequeña distancia del borde del cauce principal, existe la posibilidad de que la ladera sea destruida por efectos combinados de la socavación por contracción y por socavación local o a causa del método constructivo.

3.3.3.1 Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil

La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^{H_1}$$

$$ds = H_s - h_2$$

ds = Profundidad media de socavación por contracción (m)



H_s = Tirante para que se produzca la velocidad V_e (m)

h_1 = Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m).

h_2 = Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellenado por sedimentos (m)

Q_1 = Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m^3/s)

Q_2 = Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m^3/s)

B_1 = Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m).

B_2 = Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m).

k_1 = exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

En la tabla 6 se muestran los valores para el coeficiente K_1 en función de la relación de las velocidades (V^*/w).

V^*/w	k_1	Modo de transporte del sedimento de lecho
<0.5	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.5a2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
>2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Tabla 6. Valores del coeficiente K_1 (HEC-18. 1993)

A continuación se muestra la ecuación para el cálculo de la velocidad cortante en el cauce.

$$V^* = \sqrt{gh_1 I_1}$$

Dónde:

V^* = velocidad cortante en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba (m/s)

w = velocidad de caída para D_{50} (m/s)

g = aceleración de la gravedad = 9.8 m/s^2

I_1 = gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente (m/m)

h_1 = Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m).

D_{50} = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

En la figura 8 se muestra un ábaco para obtener el valor de w en función del tamaño de las partículas de arena y de la temperatura del agua.

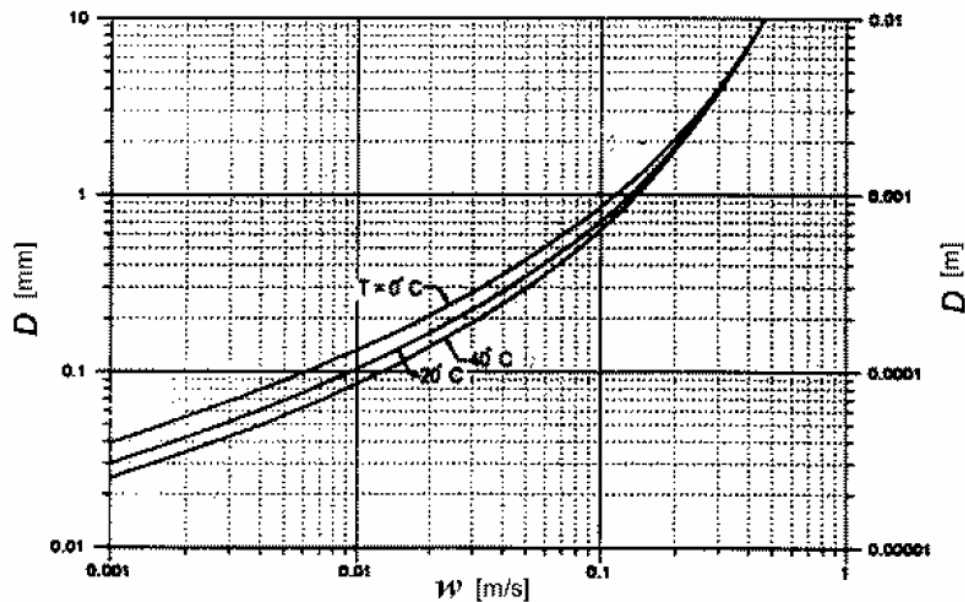


Fig 8. Velocidad de caída (w) para partículas de arena (HEC-18. 1993)

3.3.3.2 Socavación por contracción por agua clara.

Se aplica la siguiente expresión.

$$H_s = \left(\frac{0.025 Q_2^2}{d m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7}$$

Esta ecuación es una simplificación de la siguiente ecuación también sugerida por Laursen.

$$H_s = \left(\frac{n^2 Q^2}{K_s (G_s - 1) d m W^2} \right)^{3/7}$$



K_s = parámetro de Shields = 0.039

G_s = gravedad específica del material del lecho = 2.65

n = rugosidad de Manning = $0.041 \text{ dm}^{1/6}$ (Strickler, 1923)

$ds = H_s - H_o$ = profundidad media de socavación

H_s = Tirante para que se produzca la velocidad V_e (m)

H_o = profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación (m)

Q_2 = caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos (m^3/s)

dm = diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo.

Si no se tienen datos precisos, $D_m = 1.25 D_{50}$ (m)

B_2 = ancho efectivo del cauce en el puente descontando el ancho de las pilas (m).

W = ancho del área de contracción (m).

3.3.4 Método de Neill (1975)

El método de Neill consiste en comparar la velocidad media de la corriente del flujo con la velocidad erosiva. Si la primera de las velocidades resulta mayor que la segunda se producirá socavación.

La velocidad crítica de arrastre (V_e) de Neill se determinará considerando que se trata de un suelo fino (arenoso) por lo que correspondería utilizar la siguiente expresión:

$$\frac{V_e}{\sqrt{g h_c}} = 0.787 \left(\frac{H_s}{D} \right)^{-0.5} \ln \left(\frac{12 H_s}{K_s} \right)$$

Dónde:

V_e = velocidad crítica de arrastre (m/s)

H_s = Tirante para que se produzca la velocidad V_e (m)

D = diámetro representativo del sedimento del lecho (m)

K_s = rugosidad determinante de la pérdida de carga



g = aceleración de gravedad (m/s^2)

Para los sedimentos finos (suelos arenosos), se utiliza $k_s = D_{65}$ y $D = D_{50}$ ó $D = d_m$, en que D_x con $x = 50$ ó 65 representa el diámetro x % que pasa según la curva granulométrica respectiva y d_m el diámetro medio.

El cálculo propiamente tal de la socavación general se efectúa subdividiendo en varias franjas o subsecciones el perfil transversal que representa a la sección transversal del cauce, determinándose en cada una de ellas la máxima altura de agua que iguala a la altura del tirante H_s .

La socavación de la franja o subsección j queda definida por la siguiente relación:

$$S_j = H_{sj} - h_j$$

Dónde:

S_j = socavación generalizada de la franja o subsección j

H_{sj} = altura del escurrimiento en la franja socavada

h_j = altura del escurrimiento en la franja original sin socavar (se obtiene del eje hidráulico y del perfil transversal)

Como criterio general se adopta como socavación en el perfil transversal del cauce al máximo valor obtenido en las diferentes subsecciones (caso más desfavorable).

El caudal que escurre por las diferentes subsecciones se determina en base a la fórmula de Manning y en base al método de los factores de conducción hidráulica, de tal modo que:

$$Q_j = A_j * R_j^{2/3} * \frac{\sqrt{J}}{n_j}$$

En que:

Q_j = caudal que escurre por la subsección j

A_j = área asociada a la subsección j ($A_j = h_j \times b_j$)

R_j = radio hidráulico de la subsección j

J = pendiente del plano de carga

n_j = coeficiente de rugosidad de Manning de la franja



En la condición crítica de arrastre, se define en la subsección j de ancho b_j , ($A_j = b_j \times h_j$), un caudal crítico según la siguiente expresión:

$$Q_{cj} = b_j \cdot H_{sj} \cdot V_{ej}$$

Si se considera constante en toda la sección la pendiente del plano de carga puede obtenerse el caudal Q_j que escurre en cada sección según la siguiente ecuación:

$$Q_j = \frac{A_j}{A} \left(\frac{R_j}{R} \right)^{2/3} \cdot \frac{n_j}{n} \cdot Q$$

En que A , R , n y Q corresponden a las mismas variables pero definidas para la sección total.

Dado que al subdividir la sección transversal en subsecciones puede derivar en que la suma de los caudales de dichas subsecciones resulte mayor que el caudal total de diseño, se debe corregir el caudal de cada subsección multiplicando cada uno de ellos por el factor de compensación proporcional correspondiente ($Q/\Sigma Q_j$).

Para determinar el valor de H_{sj} que permite resolver la ecuación de la socavación generalizada de la franja (S_j), se considera como constante el caudal por subsección entre la situación original (no socavada) y la situación final (socavada), se reemplaza V_{ej} de la ecuación del caudal que escurre por la subsección (Q_{cj}) en la ecuación principal y se despeja, de tal modo que para los sedimentos finos (arenosos) se obtiene:

$$H_{sj} \cdot \ln \left(\frac{12H_{sj}}{K_s} \right) = \frac{q_j}{0.787 \sqrt{gD}}$$

4. SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS Y ESTRIBOS

Al colocar una pila o estribo de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de este y por lo tanto en su capacidad de arrastre de sólidos. Si la capacidad de arrastre supera el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Cuando un puente cruza un río en una zona donde no es factible alcanzar un manto rocoso en donde apoyar pilas y estribos, el principal problema que se presenta es el conocimiento de las erosiones locales que sufre el fondo del cauce y provocar la falla total de la estructura. El conocimiento de la profundidad que puede llegar este efecto erosivo es de gran importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes.

4.1 Proceso de erosión local en estribos

Para describir el proceso se considera la velocidad del flujo. A velocidades muy pequeñas, la corriente es incapaz de mover el material de fondo, al aumentar la velocidad, se alcanza una velocidad V_e a partir de la cual se inicia el arrastre de sólido, permaneciendo en reposo el resto del lecho. Cuando la velocidad es suficientemente alta para provocar el movimiento de las partículas del lecho ($V_r > V_e$), llega el material transportado desde aguas arriba y el fondo evoluciona en función a la cantidad de sólidos, hasta hacerse nulo y alcance una nueva condición de equilibrio.

El estribo de un puente crea una obstrucción y una perturbación al estado de equilibrio de transporte de sedimento en un río. El flujo se acelera y se separa aguas arriba del obstáculo creando un vórtice aguas abajo en dirección perpendicular a la estructura. El resultado es que el lecho alrededor del obstáculo es erosionado. Este fenómeno se aprecia en la figura 9 donde se muestra el estribo del puente, el flujo de agua en dirección vertical creando los vórtices en la base del estribo y formando el pozo de erosión.

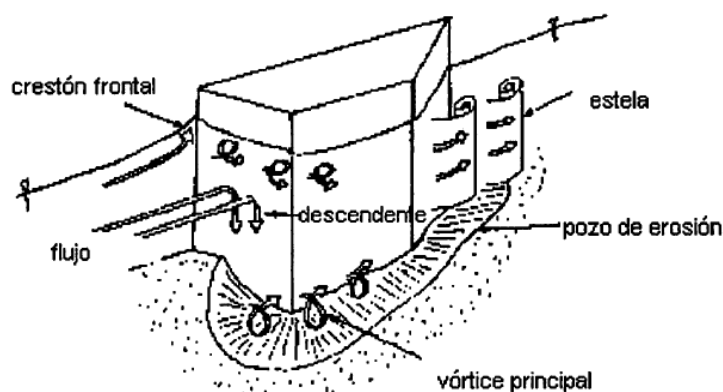


Fig 9. Sistema de vórtices durante la erosión en un estribo

Una vez formado el pozo de erosión, el mecanismo erosivo es dominado por el sistema de vórtices y el chorro descendente causado por el gradiente de presión de estancamiento desarrollado en la cabeza de la estructura. El chorro descendente actúa en dirección vertical erosionando el sedimento del lecho. El chorro descendente y el sistema de vórtices junto con la turbulencia son las causas de erosión local. La forma final del pozo de erosión es un cono invertido alrededor de la punta de la estructura.



4.2 Parámetros que condicionan la erosión máxima en estribos

La erosión local es un proceso dependiente del tiempo. En fase de equilibrio la profundidad de erosión local alrededor de un estribo se relacionan principalmente con los siguientes aspectos.

- Distribución granulométrica
- Tamaño de los granos
- El flujo
- La longitud del estribo
- La inclinación del estribo con respecto a la dirección del flujo
- La relación ancho/longitud del estribo

La distribución granulométrica del sedimento del lecho de numerosos ríos, principalmente los que contienen grava y arena, difieren significativamente de la log normal. En condiciones de aguas claras la variación de la distribución granulométrica tiene influencia en la profundidad de erosión.

Para sedimentos de composición no uniforme, bajo condiciones del lecho vivo, los defectos son reducidos considerablemente con intensidades de flujo altas, producto de una disminución del armado del lecho.

La longitud del estribo es una de las variables más importantes por su incidencia en el proceso de erosión local. La profundidad de erosión está relacionada con la longitud L o es independiente de ella si se trata de estribos cortos ($L/H_s < 1$), largos ($L/H_s > 25$), o intermedios ($1 < L/H_s < 25$).

En cuanto a la inclinación del estribo se observó que estribos que se inclinan aguas arriba ($\theta > 90^\circ$) producen una mayor profundidad de erosión. Para un estribo ubicado a 30° aguas abajo, se reduce la erosión.

4.3 Metodologías del cálculo. Recopilación de métodos y recomendaciones para el medio

4.3.1 Método de Laursen y Toch para Pilas (1953, 1956)

Laursen y Toch realizaron sus investigaciones observando la máxima socavación que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. En donde observaron que la máxima profundidad de socavación depende fundamentalmente del tirante y ancho de la pila y en segundo término de la forma de ésta, siendo la socavación independiente de la velocidad del flujo pues la socavación no progresaba al mantener fijo el tirante y aumentar considerablemente la velocidad de la corriente. Este argumento resulta al

suponer que un cambio en la velocidad del flujo y en el tamaño de los sedimentos produce un cambio en la capacidad de transporte de sedimentos desde el hueco y hasta el hueco de socavación, considerando constantes la profundidad del flujo y la profundidad de socavación. El valor de la socavación máxima obtenida no se ve afectada por el diámetro del material de fondo, mientras se trate de arenas.

➤ Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor de la pila

$$ds = K_f K_g a$$



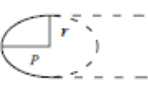
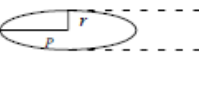
ds = profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce (m)

K_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila (figura 10)

K_g = coeficiente que depende de la relación H_s/a (figura 11)

a = ancho de la pila (m)

Como se muestra en la figura 10 el coeficiente K_f depende de la forma de las secciones de la pila, en la figura 11 el coeficiente K_g se lo determina en el ábaco el cual está en función de la relación del tirante en donde se produce la velocidad erosiva V_e sobre el ancho de la pila es decir en la relación H_s/a .

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_f DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA $\frac{p}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{p}{r} = \frac{3}{l}$		0.81
		0.75
LENTICULAR $\frac{p}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{p}{r} = \frac{3}{l}$		0.81
		0.69

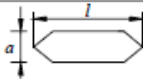

FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

Fig 10. Coeficiente K_f Método de Laursen y Toch (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)

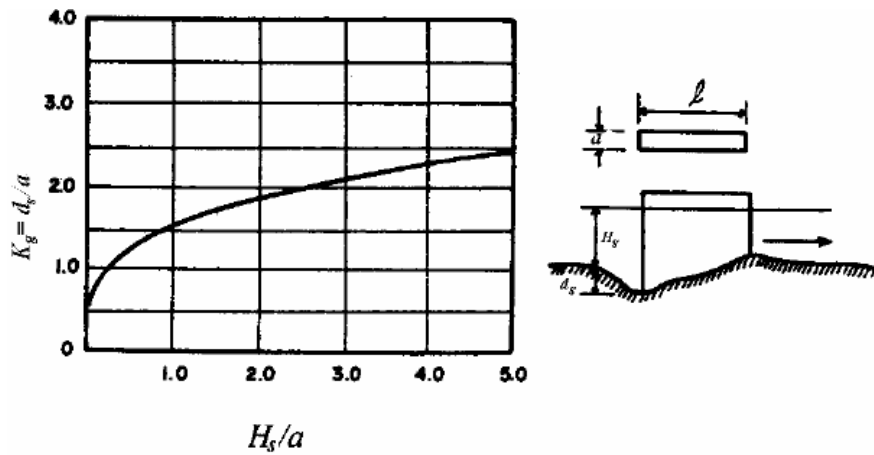


Fig 11. Coeficiente K_g método Laursen y Toch (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)

- Caso de flujo de agua con un ángulo de ataque al eje de la mayor dimensión de la pila

$$ds = K_g K_\phi a$$

K_ϕ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y de la geometría de la pila

En este caso, la profundidad de socavación no depende de la forma de la pila.

La figura 12 muestra cómo obtener el coeficiente K_ϕ a partir del ábaco el cual está en función del ancho y largo de la pila l/a , y del ángulo de ataque.

En este caso la socavación no depende de la nariz de la pila.

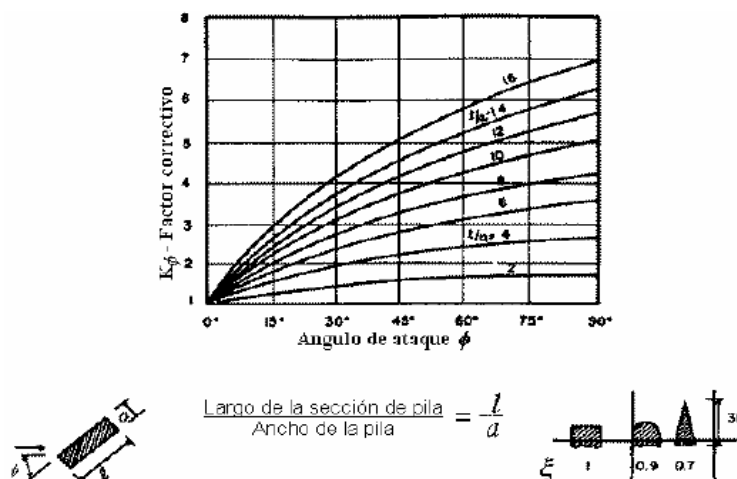




Fig 12. Coeficiente $K\phi$ método de Laursen y Toch (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)

4.3.2. Método de Melville para Pilas (1992)

El método está basado en curvas envolventes a datos experimentales. Este método para estimar profundidades de socavación de equilibrio en pilas es mejor que otros métodos recomendados en algunas guías para diseño ya que muestra sobre la sensibilidad de la socavación ante parámetros como caudal, sedimentos del lecho y condiciones de la pila.

Este método presenta problemas relacionados con el uso conjunto de los factores de corrección por ángulo de ataque, por la forma de la pila y por la manera como se considera el efecto de la velocidad del flujo y del tamaño de los sedimentos.

La estimación de la profundidad de socavación según este método está basada en la máxima que es posible obtener en una pila cilíndrica, la cual es $2.4a$. De acuerdo con el método, esta profundidad máxima se reduce afectándola por ciertos factores que consideran condiciones de agua clara, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento de la pila.

$$ds = a * K_l * K_h * K_d * K_\sigma * K_f * K_\theta$$

Dónde:

ds = profundidad de socavación local

a = ancho de la pila

K_l = factor de corrección por intensidad del flujo

K_h = factor de corrección por profundidad del flujo

K_d = factor de corrección por tamaño del sedimento

K_σ = factor de corrección por gradación del sedimento

K_f = factor de corrección por la forma de la pila

K_θ = factor de corrección por ángulo de ataque del flujo

H_o = tirante de agua antes de la erosión

Se determina el valor de cada factor:

- K_d

$$K_d = 1.0 \quad \text{si } \frac{a}{D50} \geq 25$$

$$K_d = 0.57 * \log \left(2.24 * \frac{a}{D50} \right) \quad \text{si } \frac{a}{D50} < 25$$

- K_h

$$K_h = 1.0 \quad \text{si } \frac{H_o}{a} \geq 2.6$$

$$K_h = 0.78 * \left(\frac{H_o}{a} \right)^{0.255} \quad \text{si } \frac{H_o}{a} < 2.6$$

$$K_\theta = K_f = 1.0 \text{ para pilas cilíndricas}$$

$$K_\sigma = 1.0, \text{ recomendación del método.}$$

4.3.3. Método de Arunachalam (1965, 1967)

Este método calcula la profundidad de socavación mediante la siguiente expresión:

$$ds = 1.334q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right]$$

Dónde:

ds = profundidad de socavación (m)

q = caudal unitario aguas arriba del puente ($\text{m}^3/\text{s-m}$)

a = ancho de la pila (m)

4.3.4. Método de Johnson (1992)

La expresión general para obtener la profundidad de socavación mediante este método es:

$$\frac{ds}{H_o} = 1.02 \left(\frac{a}{H_o} \right)^{0.98} \approx F_1^{0.21}$$



Dónde:

ds = profundidad de socavación (m).

H_o = tirante del agua (m).

Fr = número de Froude

α = diámetro de la pila (m).

La expresión modificada y mejorada de este método es:

$$\frac{ds}{H_o} = 1.52 \left(\frac{\alpha}{H_o} \right)^{0.46} * Fr^{0.23}$$

5. OBRAS DE PROTECCIÓN DE PUENTES

La protección de un puente contra socavación consiste en tomar todas aquellas medidas con el fin de hacerlo menos vulnerable a daños durante crecientes. Es importante proteger el cauce, las pilas y estribos de un puente en la parte externa y aguas abajo, ya que la erosión lateral tiende a dirigirse en la dirección del puente arriesgando la estabilidad de la estructura.

En la protección de puentes se pueden distinguir dos casos: protección de puentes en construcción y protección de puentes ya construidos.

Protección de puentes en construcción

Las mejores medidas de protección desde la fase de diseño para puentes nuevos son:

- Localización adecuada del puente para evitar modelos adversos del flujo.
- Diseño de luces amplias que no obstruyan el paso del agua.
- Cambio de forma, geometría, orientación y número de pilas, de manera que produzcan las mínimas profundidades de socavación.
- Ubicación de pilas y estribos alineados con la corriente para evitar obstrucciones al flujo.
- Diseño de cimentaciones seguras y suficientemente profundas para que no requieran protecciones adicionales.



- Los estribos se pueden cimentar por encima de la profundidad de socavación estimada si van a estar protegidos por enrocado bien diseñado o por otra medida de control.

Puentes existentes

Las siguientes medidas son las más usadas para protección de puentes existentes:

- Monitoreo de las profundidades de socavación y cierre del puente, si resultan excesivas.
- Instalación de enrocado alrededor de pilas y/o estribos.
- Construcción de diques de encauzamiento.
- Construcción de mejoras al cauce.
- Mejoramiento de las condiciones estructurales de la cimentación.
- Construcción de puentes de alivio o aumentar la luz de puentes existentes.

En resumen, las dos formas más comunes para proteger localmente un puente ya construido contra socavación desde el punto de vista hidráulico son:

a) Mejorar las condiciones del material existente para resistir la socavación. Esto generalmente se logra con el uso de enrocados colocados en la base de la pila o del estribo.

b) Reducir el poder erosivo de la corriente al pie del estribo o de la pila.

En el caso de estribos, los diques que se proyectan tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo de la estructura, realizan una excelente función en su desempeño de encauzamiento. Para el caso de pilas, se ha intentado reducir el efecto del flujo causante de la socavación mediante arreglos que reducen el vórtice de herradura como son pantallas protectoras, formas hidrodinámicas de la pila, extensiones de la cimentación de la pila hacia aguas arriba.

5.1. Protección de Pilas y Estribos

La erosión local en pilas y estribos de puentes es el principal motivo de colapso de estas estructuras. En consecuencia, en las últimas décadas se han llevado adelante muchos estudios relativos al tema, en particular enfocados en la determinación de profundidades de erosión máxima y diseño de protecciones.



Por esta razón se presentarán y analizarán las diferentes alternativas utilizadas como medidas de protección tanto para el caso de pilas como para estribos de puentes, desde el punto de vista ingenieril.

5.2 Protección contra la socavación local al pie de las pilas

Si los huecos por socavación existentes son locales y la capacidad de carga de las pilas es suficiente, se pueden proteger las áreas alrededor de las pilas usando alguno de los métodos que se estudian a continuación.

5.2.1 Enrocado

La forma más simple de proteger una pila es por medio de enrocado. El enrocado debe tener un mínimo de tres capas de roca en contacto con la estructura. Menos capas pueden inducir a que la arena entre y la roca sea removida por los vórtices y la turbulencia.

Para no reducir el área hidráulica de la corriente, es conveniente colocar el enrocado hasta la elevación que alcanza la socavación a largo plazo y por contracción. Como esto no siempre es posible, conviene al menos, rellenar con enrocado el hueco dejado por la socavación. Para la realización del enrocado se siguen varios métodos como son:

- **Método de Maza Álvarez**

Mediante la siguiente expresión se puede encontrar el tamaño del enrocado (Maza. J. A., 1989).

$$dm = \frac{135Vr}{\gamma_s^{1.02} (Ho^{1/(2+n)} - 0.15Vr)}$$

Dónde:

dm = Diámetro medio de las rocas (m)

Vr = Velocidad media de la corriente (m/s)

Ho = Altura del tirante de agua (m)

γ_s = Peso específico del material de protección (Kg/m³)

La roca debe rodear las pilas excepto cuando se tenga la certeza de que van a estar alineadas con la corriente durante toda la vida útil de la obra, caso en el cual, el enrocado puede colocarse solamente en el extremo aguas arriba de cada pila.

En la figura 13 se puede observar el enrocado recomendado colocado en pilas, no obstante en la pila de la derecha en donde el material no cumple con lo recomendado produciéndose socavación local.

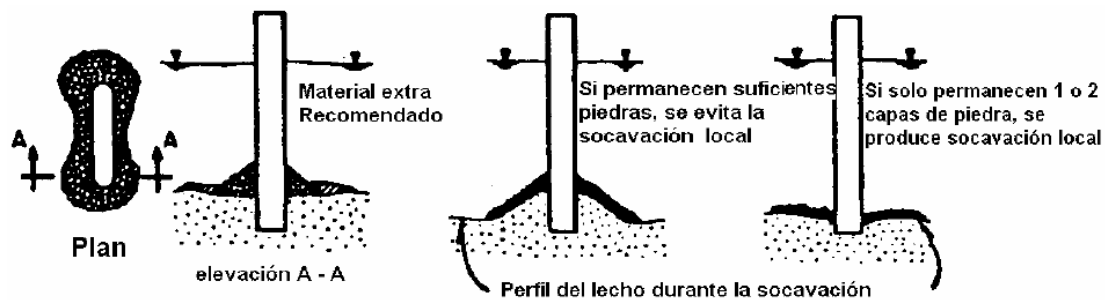


Fig 13. Protección de las pilas mediante enrocado

- **Método propuesto en HEC-18 (1993)**

Según el software HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilas contra socavación. La siguiente ecuación se usa para encontrar el tamaño de la roca de protección:

$$dm = \frac{0.692(KVr)^2}{2g(Gs - 1)}$$

Dónde:

dm = Diámetro medio de la roca (m)

K = coeficiente de forma de la pila, en donde es 1.5 para pilas con nariz redonda y 1.7 para pilas con nariz rectangular.

G_s = densidad de la roca usualmente se toma 2.65

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

V_r = Velocidad del flujo sobre la pila (m/s)

Para determinar la velocidad sobre la pila cuando no se tengan valores puntuales, la velocidad media del cauce ($V_r = Qd/A$) se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilas cerca a los taludes, en un cauce recto hasta 1.7 para pilas próximas a la curvatura externa del río.

HEC-18 (1993), recomienda los siguientes criterios de construcción:

- Extender el ancho del enrocado al menos dos veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila. La protección debe ser más larga que ancha y las rocas deben de reponerse si se presenta socavación. Si el río es angosto se puede colocar el enrocado a través de toda la sección transversal.



- b) Para que sea óptimo el enrocado deberá de colocarse desde el fondo hasta la parte superior del cauce, de esta manera el enrocado será más duradero es decir es menor la probabilidad de que sea movido por la corriente del agua, pero presenta inconvenientes puesto que será más difícil su colocación e inspección.
- c) El espesor mínimo del enrocado debe ser tres veces el diámetro D_{50} de la roca.
- d) En algunos casos, el enrocado se debe colocar sobre un filtro. El filtro no se necesita si el enrocado es bien gradado o si se entierra por debajo del nivel del lecho.
- e) El tamaño máximo de la roca no debe exceder a dos veces el tamaño medio D_{50} del material.

- **Recomendaciones realizadas por el Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL) (1998)**

El enrocado es la mejor forma de protección local de pilas y distingue dos casos, según sea colocado en una excavación previamente hecha o no. En cualquier caso, se recomienda el uso de un filtro como material de transición ya sea en geotextil o en material granular.

a) Enrocado colocado en excavación previamente hecha

El enrocado debe extenderse al menos una distancia de 1.5 veces el ancho de la pila a partir de cada cara. El espesor del enrocado debe ser al menos de $2 D_{50}$, e instalado de forma que la parte superior quede a ras con el lecho del río. En la figura 14 se observa la colocación del enrocado y geotextil alrededor de la pila además de los anchos específicos respectivos.

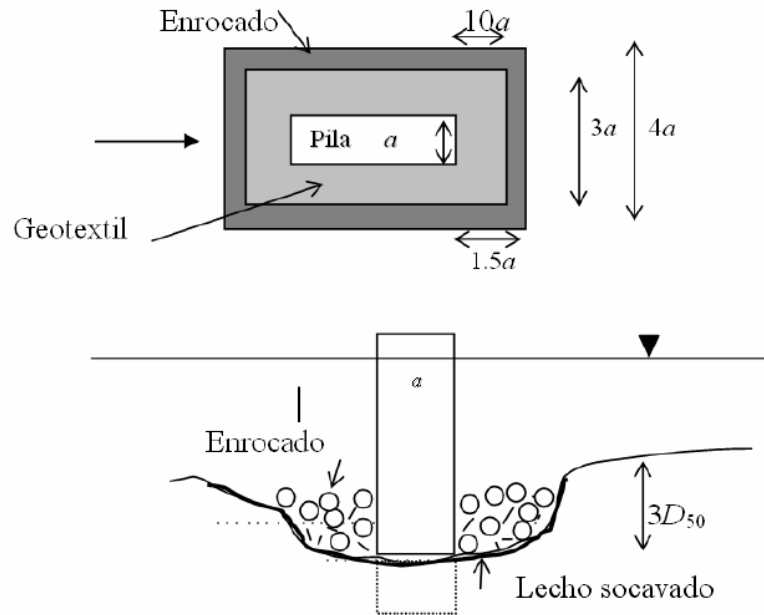


Fig 14. Enrocado colocado en excavación previamente hecha

No se deben de utilizar los geotextiles como transición entre enrocado y suelo en ríos de lecho pedregoso, pero, su uso sí es factible en ríos de lecho arenoso. El geotextil debe colocarse haciendo perfecto contacto con la pila lo cual puede resultar muy complicado en la práctica. El espesor de la capa de enrocado debe de ser 4 veces D_{50} con una extensión de 2 veces el ancho de la pila a cada lado si no se puede colocar filtro.

b) Enrocado colocado sin excavación previamente hecha

El enrocado debe extenderse al menos una distancia de 2.0 veces el ancho de la pila a partir de cada cara como se observa en la figura 15. El espesor del enrocado debe ser al menos de $3 D_{50}$, de forma que la parte superior quede a ras con el lecho del río. Si el espesor resultante es mayor que 0.25 la profundidad del agua, debe realizarse excavación previa.

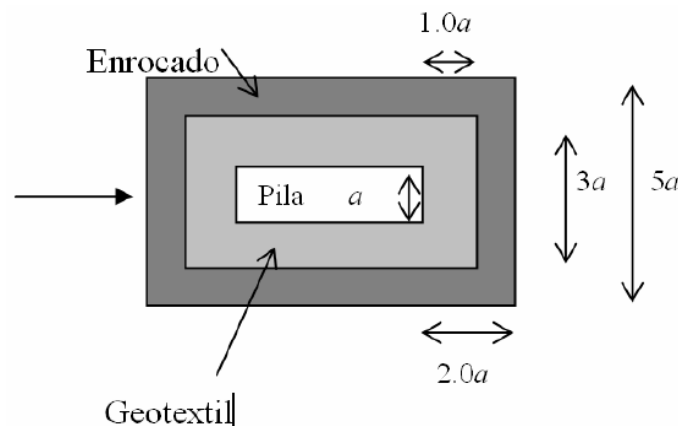


Fig 15. Enrocado sin excavación previamente hecha.

5.2.2 Pilas Auxiliares

Son un grupo de pilas pequeñas colocadas aguas arriba de la pila principal como se observa en la figura 16 con el propósito de desviar la corriente y disminuir el poder erosivo de los vórtices de herradura. No existe un método general para definir los parámetros involucrados como son: número y diámetro de las pilas, espaciamiento entre ellas, ángulo de colocación y distancia a la pila, Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL) no recomienda el uso de estas pilas debido a comportamientos desfavorables.

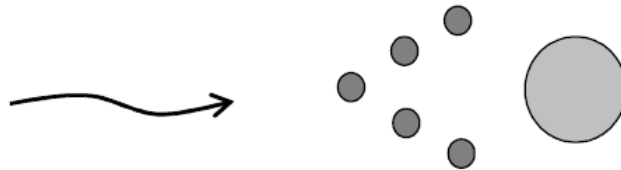


Fig 16. Pilas Auxiliares

Una modificación a esta solución son las pantallas que se muestran en la figura 17 que actúan como baffles o planchas rígidas sumergidos cuyo fin es reducir los niveles de socavación en la pila, ya sea por revestimiento del lecho en la zona próxima o por la deflexión de las líneas de corriente.

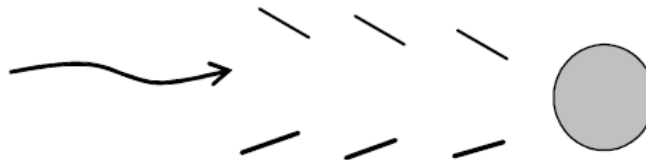


Fig 17. Pantallas tipo baffles

5.2.3 Pantallas aguas arriba

Este tipo de protección fue propuesto por **(Maza J. A., 1987)**. Consiste en colocar una pantalla vertical aguas arriba de la pila del mismo ancho que ésta tal como se indica en la Figura 18. La pantalla puede ser hecha de tablestacas o pilotes en concreto o metal y su objetivo es el de impedir la formación de vórtices al pie de la pila. Se considera que la reducción de la socavación en la pila cuando está alineada con el flujo es muy alta. Las pantallas se usan como medida preventiva o correctiva.

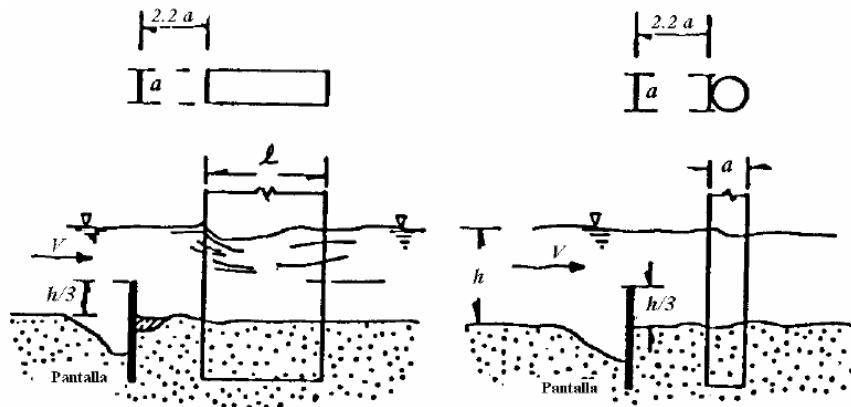


Fig 18. Protección de pilas con pantallas

5.2.4 Extensiones de la cimentación

La cimentación de la pila tiende a brindar protección contra los factores causantes de la socavación. El grado de la protección depende de la longitud de la extensión hacia aguas arriba y de su posición con relación al lecho del cauce.

Se produce una reducción en la socavación si la cimentación se coloca a nivel del lecho del cauce y su longitud se extiende al menos dos veces el ancho de la pila hacia aguas arriba. Sin embargo, es muy riesgoso confiarse en este efecto reductor ya que el cauce puede sufrir un descenso general dejando expuesta la cimentación lo cual implica un efecto contraproducente sobre la socavación local en la pila.

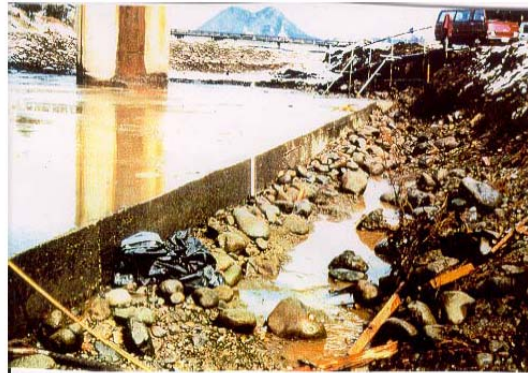
5.2.5 Revestimiento del lecho con bloques

Este método de protección consiste en cubrir el lecho del río alrededor de las pilas con bloques ya sean únicos o formados por varias unidades que se colocan como un revestimiento continuo.

Se suelen colocar los bloques como protección del lecho alrededor de pilas o en toda la extensión de la sección transversal del cauce. Diversos materiales se usan para construir los bloques como son: bolsas rellenas articuladas, concreto prefabricado o concreto fundido *in situ*. Los bloques individuales puede que no sean estables por sí mismos, pero si se articulan, el conjunto es capaz de resistir fuerzas erosivas mayores.

El uso de bloques de concreto prefabricado es una opción cuando no se puede encontrar piedra del tamaño recomendado, y si resultan más económicos que otras alternativas. El revestimiento con bloques debe extenderse aguas arriba y aguas abajo del puente para protegerlo contra socavación por contracción, a

largo plazo y local. Los bloques se construyen siguiendo un diseño empírico dependiendo de las condiciones y materiales disponibles en el lugar. Deben ser suficientemente pesados para que resistan fuerzas de empuje y subpresión y se deben colocar o diseñar de forma que queden espacios entre ellos para atrapar sedimentos. En las fotografías 4 y 5 muestran la construcción de un bloque único fundido in situ y de un bloque formado por varias unidades respectivamente.



Fotografía 4. Bloque fundido in situ



Fotografía 5. Bloque formado por varias unidades

5.3 Protección contra la socavación local al pie de estribos

Para proteger las secciones del estribo que se encuentran expuestas a socavación local se utilizan las siguientes técnicas las cuales son:

5.3.1 Enrocado

- **Método propuesto por HEC-18 (1993)**

Se consideran dos casos para el diseño de enrocados de protección de estribos los cuales son:



Cuando

1) $Fr \leq 0.8$

$$dm = \frac{KH_o}{(G_s - 1)} \left(\frac{V^2}{gH_o} \right)$$

Dónde:

dm = Diámetro medio de las rocas (m)

V = Velocidad media del flujo en la sección contraída del puente (m/s)

H_o = Altura del tirante de agua (m)

K = coeficiente de forma del estribo que tiene en cuenta la aceleración del flujo en la proximidad del enrocado. En donde 0.89 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 1.02 para estribos con pared vertical

G_s = densidad de la roca usualmente se toma 2.65

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Fr = Numero de Froude

2) $Fr > 0.8$

$$dm = \frac{KH_o}{(G_s - 1)} \left(\frac{V^2}{gH_o} \right)^{0.14}$$

$K = 0.61$ para estribo con pared inclinada y 0.69 para estribo con pared vertical

Para determinar la velocidad media se debe calcular el radio de la obstrucción del flujo (ROF)

ROF = distancia desde el borde del cauce principal hasta el pie del estribo dividida por la profundidad media del flujo.

Se presentan tres casos:

- 1) Si ROF es menor que 5 para ambos estribos, la velocidad media ($V_r = Q/A$) se calcula en función del área hidráulica total en la sección contraída del puente.
- 2) Si ROF es mayor que 5, la velocidad media se calcula para cada zona con flujo sobre el talud.
- 3) Si ROF es menor que 5 para un estribo y mayor que 5 para el otro, la velocidad media para la primera situación debe basarse en el área del

flujo limitada por el estribo y una pared imaginaria localizada en el talud opuesto.

La Figura 19 muestra la extensión del enrocado alrededor del estribo. El espesor del enrocado no debe ser inferior al tamaño dado por $1.5D_{50}$ o D_{100} . Este espesor debe ser incrementado en un 50% cuando el enrocado es colocado bajo agua para considerar la incertidumbre generada por las condiciones de colocación.

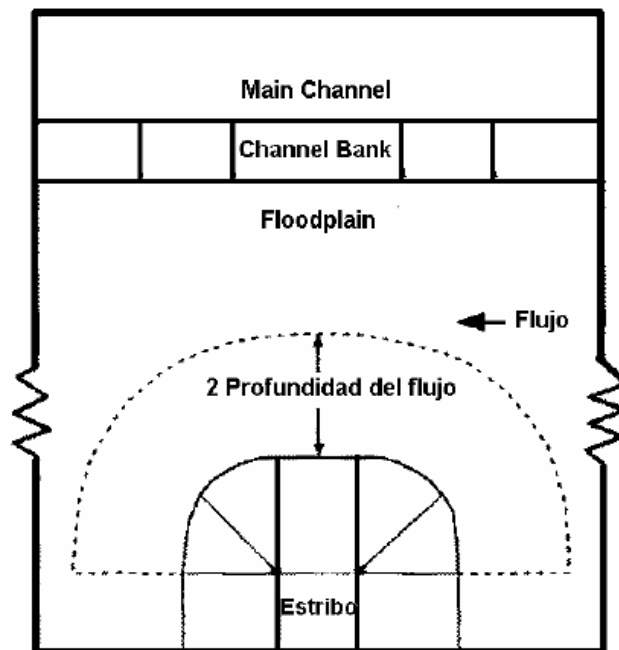


Fig 19. Enrocado de protección al pie de estribos

5.3.2 Diques de encauzamiento

Los diques de encauzamiento son estructuras que se construyen a partir de los estribos de un puente y se prolongan hacia aguas arriba.

- **Objetivos de los diques de encauzamiento**

- Obligar a que la dirección del flujo en la sección del cruce sea aproximadamente constante para todos los caudales de la época de lluvias. Cuando hay pilas dentro del cauce, la dirección adecuada del dique debe ser paralela al eje longitudinal de las mismas, con lo que se garantiza que la erosión local al pie de las pilas sea mínima y se produzca únicamente en la cara aguas arriba.
- Evitar la socavación local al pie del estribo.
- Proteger el terraplén de la vía terrestre, al menos en la zona cercana al puente.

- Proveer una transición suave entre el cauce aguas arriba y la zona contraída del puente de forma que, las líneas del flujo sean paralelas y rectas a través del cauce.

En la figura 20 se muestra el alineamiento de los diques de encauzamiento para los diferentes casos en los cuales se muestra un tramo de río que se encuentra de forma recta e inclinada en donde las líneas de flujo a través del cauce se encuentran rectas.

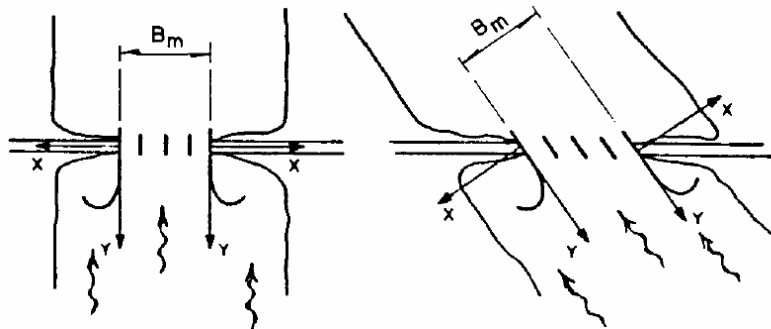


Fig 20. Alineamiento de los diques de encauzamiento

• Consideraciones de diseño

- La cara del dique debe empatar con el estribo de forma que el flujo no sea perturbado en la unión.
- Para puentes nuevos, la pared de los estribos puede inclinarse con el mismo talud del dique.
- Para mejoramiento de puentes existentes, puede ser necesaria la adecuación de la pared del estribo o construcción de aletas.
- La presencia del dique de encauzamiento hace que la erosión se presente aguas arriba del dique y no en las proximidades del estribo.
- Los diques se pueden construir sobre un solo estribo o sobre ambos dependiendo de la cantidad de flujo que es dirigido hacia el puente por cada terraplén de acceso.
- Si los lados del puente están confinados por taludes muy altas no se justifica la construcción de diques de encauzamiento.

- **Orientación**

Los diques deben ser paralelos a los estribos, y la distancia entre ellos debe ser igual a la distancia entre las paredes de los estribos. Los mejores resultados se obtienen usando diques conforma en planta de un cuarto de elipse, con el radio entre el eje mayor y el eje menor de 2.5 a 1.0. Esto permite la contracción gradual del flujo. En la figura 21 se muestra un esquema detallado de los diques de encauzamiento.

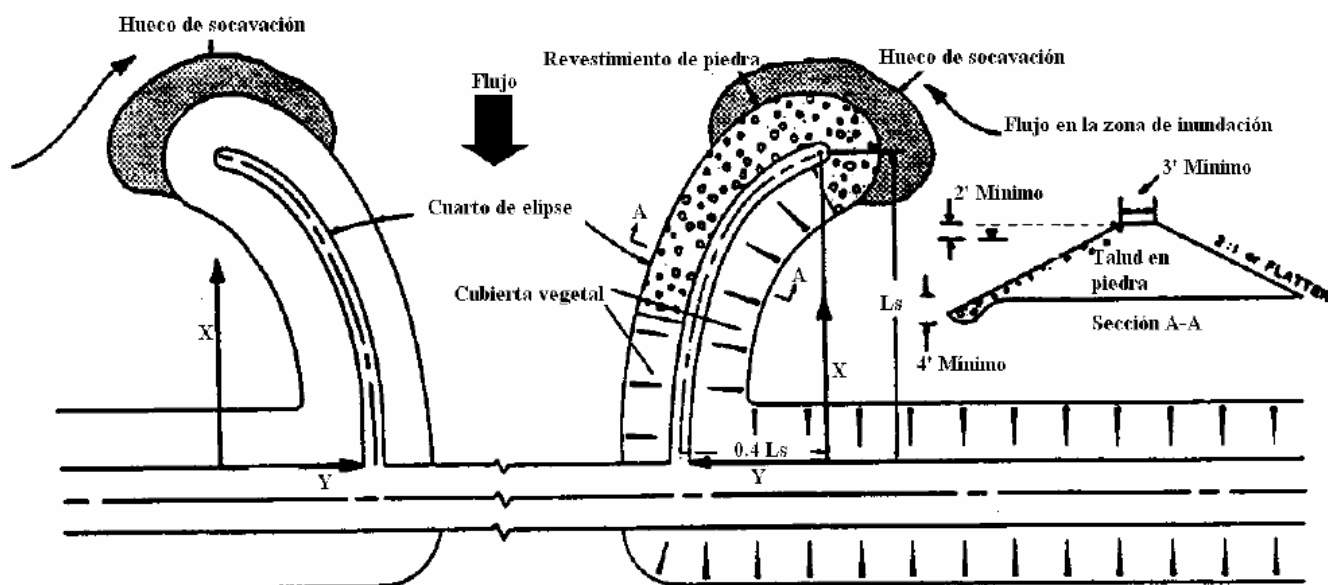


Fig 21. Esquema y orientación de los diques de encauzamiento

La orientación en planta se obtiene usando la siguiente ecuación, (HEC-18, 1993).

La siguiente Ecuación es la de una elipse con origen en la punta aguas arriba del dique.

$$\frac{X^2}{Ls^2} = \frac{Y^2}{(0.4Ls)^2}$$

Dónde:

Ls = Longitud del dique encauzador

X, Y = Ejes coordenados

- **Longitud**

La longitud se determina por medio de un gráfico Figura 22. El cual debe usarse para longitudes de diques entre 50 pies (15 m) y 250 pies (75 m). La utilización de la grafica se realiza mediante la división del caudal que circula

sobre el talud en cualquiera de los lados sobre el caudal de la corriente en 30 metros a lado del estribo y las curvas que se observan se refieren a la velocidad media a través de la abertura del puente. Para determinar la longitud del dique de encauzamiento se toma el valor que resulta de la relación de los caudales y esto se intersecta con las curvas de velocidad, se baja y se encuentra la longitud. Si el gráfico indica longitudes mayores, el diseño debe ser fijado en 250 pies (75 m). Se recomienda que la mínima longitud de dique a usarse sea de 50 pies (15 m).

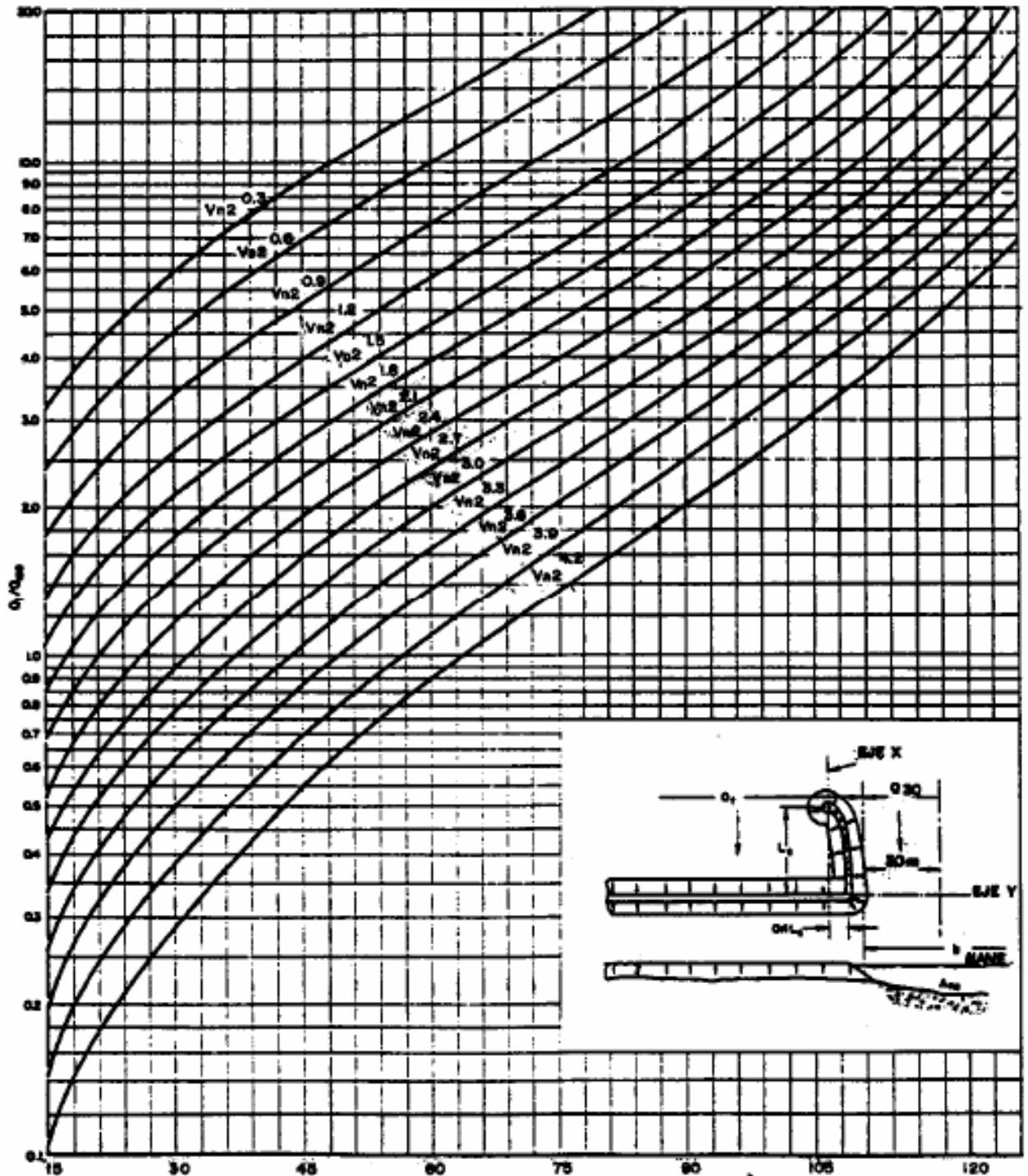




Fig 22. Gráfico para determinar la longitud de los diques de encauzamiento

El uso de la figura 22 para propósitos de diseño, requiere de los siguientes parámetros:

Qd = caudal total de la corriente (m^3/s)

Qf = caudal sobre el talud en cualquiera de los lados (m^3/s)

$Q30$ = caudal de la corriente en 100 pies (30 m) anexos al estribo (m^3/s)

b = longitud de la abertura del puente (m)

$An2$ = área hidráulica en la sección del puente (m^2)

$Vn2$ = velocidad media a través de la abertura del puente (m/s)

$Qf/Q30$ = radio del caudal del dique

Ls = longitud del dique encauzador (m)

- **Altura**

La altura de los diques debe ser tal que no sean sobrepasados para el caudal de diseño.

- **Forma y tamaño**

El ancho mínimo del dique es de 3 pies (1 m), y en general, está entre 10 pies y 12 pies (3.0 m y 3.5 m) respectivamente. La punta aguas arriba debe ser redondeada. El talud de los lados debe ser 2H : 1V o menor.

- **Extensión aguas abajo**

Puede resultar conveniente la extensión del dique aguas abajo para evitar la erosión producida por una súbita expansión del flujo al salir del puente. El dique aguas abajo también debe empatar con el estribo, empezar paralelo a él, e irse proyectando gradualmente hacia las bancas del río. Debe reunir las mismas condiciones de diseño que de los diques aguas arriba en cuanto a altura, ancho, y protecciones.

- **Protección**

Los diques encauzadores se forman construyendo un terraplén de suelo o arena el cual debe ser protegido preferiblemente con enrocado. El enrocado debe colocarse protegiendo la cara en contacto con el agua y es posible que se requiera de filtros. Si el costo del enrocado es muy alto, puede usarse pasto,



pero esto implica que después de cada creciente fuerte el dique deba ser reparado o construido de nuevo.

- **Diques encauzadores en cruces no simétricos**

No se justifica el uso de diques de mayor longitud cuando el puente presenta un ángulo con respecto a la corriente. Longitudes dadas por la Figura 29 se consideran suficientes.

- **Otras consideraciones de diseño**

- De ser posible, árboles deben conservarse próximos al pie del dique para que ayuden a reducir la velocidad del flujo y la erosión.
- Pequeños drenajes deben ser instalados en el dique para permitir el retorno al cauce principal del agua acumulada detrás del dique.

5.4. Obras de Control

El diseño de las obras apropiadas debe hacerse luego de que se conozcan los resultados de estudios hidráulicos y geomorfológicos del tramo que recibe la influencia de la construcción de dichas obras. Los resultados de los estudios hidráulicos y geomorfológicos presentan pronósticos sobre la evolución futura de la corriente y estimativos sobre magnitudes de los caudales medios, mínimos y de creciente, niveles mínimos, máximos y medios, posibles zonas de inundación, velocidades de flujo, capacidad de transporte de sedimentos, socavación y degradación.

Las obras mas comunes en corrientes naturales son las siguientes:

- *Obras transversales para control torrencial:* Operan como pequeñas presas vertedero. Su objetivo principal es el de reducir la velocidad del flujo en un tramo específico, aguas arriba de la obra. Actúan como estructura de control. Pueden fallar por mala cimentación, o por socavación generada inmediatamente aguas abajo.
- *Espolones para la desviación de líneas de flujo:* Son estructuras agresivas que, en lo posible, deben evitarse porque pueden producir problemas erosivos sobre las márgenes del tramo aguas abajo.



- *Espolones para favorecer los procesos de sedimentación:* Son efectivos cuando se colocan en una zona de alto volumen de transporte de sedimentos en suspensión. Son estructuras permeables, cuyo objetivo es inducir la sedimentación en un tramo adyacente, aguas arriba de las obras.
- *Obras marginales de encauzamiento:* Son obras que se construyen para encauzar una corriente natural hacia una estructura de paso. En el diseño debe considerarse que estas obras de encauzamiento producen un aumento en la velocidad del agua con el consiguiente incremento en la socavación del lecho.
- *Obras longitudinales de protección de márgenes contra la socavación:* Son muros resistentes a las fuerzas desarrolladas por el agua. En algunos casos también deben diseñarse como muros de contención. Pueden fallar por mala cimentación, volcamiento y deslizamiento.
- *Acorazamiento del fondo:* Consisten en refuerzo del lecho con material de tamaño adecuado, debidamente asegurado, que no pueda ser transportado como carga de fondo. Algunas veces la dinámica del río produce tramos acorazados en forma natural. El fondo acorazado es un control de la geometría del cauce.
- *Protección contra inundaciones:* Son obras que controlan el nivel máximo esperado dentro de la llanura de inundación. Pueden ser embalses reguladores, canales adicionales, dragados y limpieza de cauces.

5.5. Control de Inundaciones

Se conocen como zonas inundables las que son anegadas durante eventos extraordinarios, como aguaceros intensos, crecientes poco frecuentes o avalanchas. No se incluyen entre las zonas inundables los cauces mayores, los cuales son ocupados con frecuencia del orden de una vez en 10 años.

Las zonas inundables se clasifican de acuerdo con las causas que generan las inundaciones. Estas causas son las siguientes:

- Encharcamiento por lluvias intensas sobre áreas planas.
- Encharcamiento por deficiencias de drenaje superficial.
- Desbordamiento de corrientes naturales.
- Desbordamiento de zonas bajas de gran humedad (ciénagas).

- Avalanchas producidas por erupción volcánica, sismos, deslizamientos.
- Obstáculos al flujo por la construcción de obras civiles: puentes, espolones y obras de encauzamiento, viviendas en los cauces.
- Sedimentación.

Las inundaciones son eventos que se presentan en zonas aledañas a los cauces de las corrientes naturales por causa de desbordamiento de las mismas. Las áreas que están sujetas a las inundaciones se denominan Llanuras de Inundación.

En la figura 23 se muestra la sección típica de las zonas de inundación. El canal principal tiene un ancho T_n , las llanuras de inundación, B1 y B2, están limitadas por condiciones topográficas o por diques de encauzamiento. Y_o es la profundidad máxima del agua en la sección de flujo.

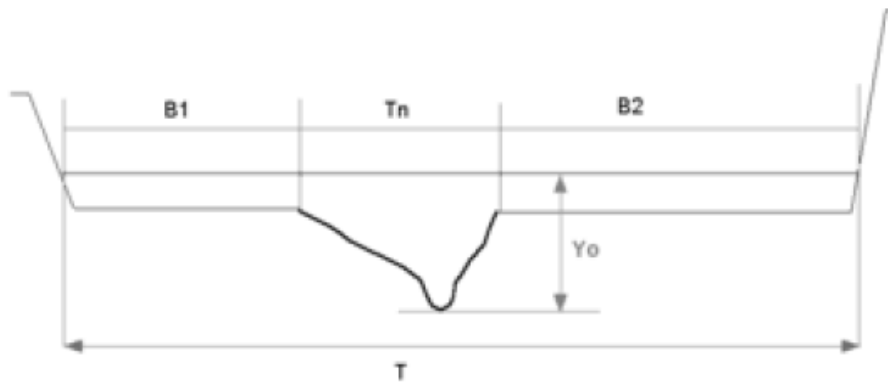


Fig 23. Zona de Inundación

El nivel del agua en la sección depende del caudal, de las condiciones hidráulicas del canal y el ancho de la zona inundable.

Cuando se presenta la inundación por desbordamiento del canal principal, el espejo del agua queda conformado por el ancho del canal principal y por las dos franjas inundadas. Este ancho total se denomina Zona Inundada (T) y es igual:

$$T = T_n + B1 + B2$$

Las magnitudes y los efectos de las inundaciones dependen de las características de las crecientes que son generadas por lluvias intensas, y de otros eventos relacionados con ellas, como son los deslizamientos de taludes, las obstrucciones al flujo por destrucción de obras civiles.



En lechos aluviales el transporte de sedimentos juega un papel importante en las variaciones que sufre el canal principal a lo largo del tiempo y en su capacidad para transportar las crecientes. Los procesos de depósito y de socavación se activan de acuerdo con las magnitudes de las velocidades del agua; así, durante los estiajes y los períodos de aguas medias predominan los fenómenos de depósito porque las velocidades son relativamente bajas y la capacidad de transporte de sedimentos es reducida. Cuando llegan las crecientes se aumentan las velocidades de flujo y por tanto se incrementan los procesos erosivos y los ataques contra las márgenes.

Los problemas de inundaciones son particulares y pueden ocurrir tanto en cauces de montaña como en cauces de llanura, aun cuando son mas frecuentes en estos últimos.

Algunos de los problemas que se presentan con las inundaciones son los siguientes:

- Anegamiento de las llanuras de inundación y daños en viviendas, vías de comunicación y producción agropecuaria, con pérdida de vidas humanas en algunos casos.
- Drenaje lento de las áreas inundadas las cuales se convierten en depósito de aguas prácticamente estancadas.
- Ataques del flujo sobre las márgenes del cauce principal lo cual produce cambios de curso permanentes y perdida de áreas productivas.

5.6. Mitigación de los efectos de las inundaciones

Son muy pocos los casos en los cuales es posible solucionar los problemas de inundaciones de forma permanente. Algunas de las razones más importantes que no permiten la solución son el costo de las obras y la escasa factibilidad económica de este tipo de proyectos. Por esta razón se utilizan los términos Control de Inundaciones o Mitigación de los efectos de las inundaciones para indicar que estos proyectos tratan de prevenir daños mayores y ofrecen protección hasta un cierto nivel de riesgo.

Dependiendo de las características de los casos que requieren de estudios de control de inundaciones, el procedimiento general que se sigue es el siguiente:

- *Delimitar las zonas inundables:* Puede hacerse utilizando cartografía, fotografías aéreas, topografía de campo, encuestas e inventario de eventos históricos.



- *Determinar las causas de las inundaciones:* Pueden ser desbordamientos, encharcamientos, deficiencias de drenaje, avalanchas, sedimentación.
- Realizar estudios Geológico, Geotécnico, Ambiental e Hidrológico para delimitar cuencas vertientes, analizar las corrientes naturales que afectan la zona que se va a proteger, cuantificar lluvias. Definir magnitudes de los eventos extremos que puedan generar inundaciones.
- Realizar estudios económicos para cuantificar los perjuicios que han causado inundaciones anteriores y para estimar los perjuicios futuros, con niveles de riesgo determinados, sobre las actividades de la zona.
- Realizar estudios geomorfológicos y de hidráulica fluvial para conocer la dinámica fluvial y estimar capacidades de los cauces, estabilidad, trayectorias y tendencias futuras, delimitación de zonas inundables para eventos extraordinarios e incidencia de obras civiles existentes y proyectadas.
- Diseñar las obras de mitigación de los efectos de las inundaciones y estimar sus costos.

De una manera general los proyectos de control de inundaciones estudian las siguientes opciones:

- Dejar como están las cosas y no buscar solución.
- Establecer sistemas de alerta para que la población pueda ponerse a salvo.
- Proyectar la construcción de obras civiles como terraplenes, muros en concreto o en gaviones, diques longitudinales, embalse de regulación, canales de desviación o By Pass.

6. CRITERIOS PARA CIMENTACIÓN

La cimentación de los puentes debe decidirse basándose en criterios que tienen en cuenta aspectos tales como: grado de incertidumbre en la información disponible y en el método usado para calcular la socavación, consecuencias de la falla de un puente, costo adicional de hacer el puente menos vulnerable a socavación, garantizar la seguridad del público usuario, minimizar la posibilidad de fallas y de cierre de la estructura vial.

A continuación se mencionan los siguientes criterios:

- La cimentación debe ser diseñada por un equipo de ingenieros con experiencia en diseño hidráulico, estructural y geotécnico.



- El diseño de la cimentación de un puente requiere de la cuidadosa evaluación de aspectos topográficos, hidrológicos, hidráulicos, estructurales y geotécnicos.
- Un puente debe ser diseñado para resistir los efectos de socavación producidos por una creciente importante (creciente con un período de retorno de por ejemplo 100 años) con bajo riesgo de falla.
- Estudios hidráulicos en el lugar de emplazamiento del puente incluyen el dimensionamiento del mismo y el diseño de la cimentación para resistir socavación. El alcance del análisis debe estar ligada con la importancia de la vía y las consecuencias de falla.
- Especial cuidado debe tenerse con las limitaciones y vacíos en la información existente cuando se apliquen las diferentes ecuaciones para calcular socavación.
- Los principios de análisis económico y la experiencia con daños reales causados por inundaciones indican que siempre resulta más conveniente diseñar la cimentación de un puente para resistir grandes crecientes e incluso súper-crecientes. Daños ocasionales causados a las zonas de aproximación del puente por crecientes se pueden reparar muy rápidamente sin perjuicios al tráfico. Sin embargo, un puente fallado por socavación es un peligro a la seguridad pública y crea muchos impactos sociales y económicos a corto y largo plazo. Por lo tanto, se usan parámetros hidráulicos más altos para el diseño de la fundación de un puente que para el diseño de la abertura del puente.
- El ingeniero necesita aplicar su buen criterio al comparar y analizar los resultados de cálculos de socavación basados en la información topográfica, hidrológica, hidráulica y de suelos disponible con el fin de lograr un diseño razonable de la cimentación del puente.
- La estabilidad del puente y la seguridad del usuario son los factores esenciales a considerar.

6.1 Procedimiento de diseño de la cimentación de un puente para resistir socavación

a) Selección de la creciente que se espera produzca condiciones severas de socavación. Es prudente usar la creciente con un período de retorno de 100 años o la creciente que sobrepasa el puente, en caso de tener ésta un período de retorno menor. Se deben chequear también otros eventos que se crea puedan producir mayor socavación.

- b) Desarrollo de perfiles del agua para los caudales de creciente, teniendo cuidado de analizar los rangos de variaciones de niveles del agua tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo del puente.
- c) Cálculo y evaluación de la socavación total para las peores condiciones.
- d) Dibujo de la profundidad de socavación total sobre una sección transversal del cauce principal y de la zona de inundación o sobre taludes en el sitio del puente.
- e) Evaluación de los resultados considerando las limitaciones de los métodos existentes para calcular socavación.
- f) Evaluación del dimensionamiento del puente con base en los resultados antes obtenidos. Modificando las dimensiones del mismo si es necesario. Es interesante tratar de visualizar el modelo del flujo durante una creciente para las condiciones de diseño. Este modelo debe usarse para identificar aquellos elementos del puente más vulnerables a socavación.
- g) Desarrollo del análisis de la cimentación del puente considerando que el material del lecho por encima de la línea de socavación ha sido removido por la corriente y no está disponible para resistir carga.

Para el caso de cimentaciones con pilotes, el pilotaje debe ser diseñado considerando la restricción lateral y la acción de columna debido al incremento de la longitud de pila sin soporte después de que la socavación se ha producido.

En áreas donde la socavación local está confinada a la proximidad de la zapata, los esfuerzos laterales del suelo sobre la longitud de la pila que permanece embebida seguramente no se reducen significativamente con relación a las condiciones anteriores a la socavación. En la figura 24 se observa la influencia de la longitud de los pilotes en donde se muestran los momentos que se generan debido a la presión del agua siendo mayor en el hueco de socavación.

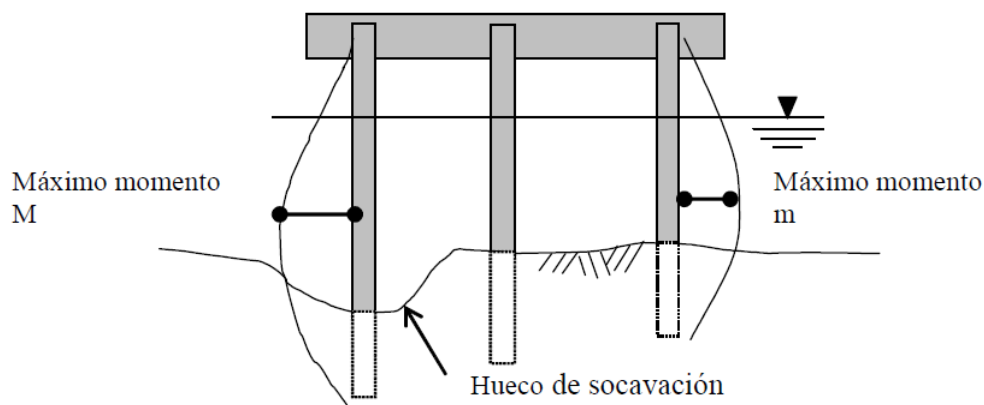


Fig 24. Influencia de la longitud de los pilotes

h) Repetición del procedimiento indicado en los pasos b) a f) y cálculo de la socavación para una súper creciente. Se recomienda que esta súper creciente se la diseñe con un período de retorno de 500 años. Sin embargo, caudales mayores o menores pueden ser apropiados dependiendo de las consideraciones hidrológicas y de las consecuencias asociadas con el daño del puente. La creciente que sobrepasa el puente puede ser inferior al caudal previsto en 500 años y producir las peores condiciones de socavación.

El diseño de la cimentación debe ser revisado para la condición de la súper creciente y puede ser que se requirieran algunas modificaciones y/o medidas de control.

6.2 Tipos de cimentación

Cimentaciones más comunes

- Zapata Corrida
- Pozos de Cimentación o cajones
- Pilotes
- Tablestacas de tubos de acero
- Pared subterránea continua

Cimentaciones no muy comunes

- Fundación con torres gemela
- Fundación rígida y hueca
- Fundación monopilote

6.3 Recomendaciones de cimentación

6.3.1 Zapatas corridas sobre suelo

- La base de la zapata debe colocarse por debajo de la línea de socavación total.
- La base de la cimentación de las zapatas corridas sobre suelo o roca meteorizada debe estar por debajo de las profundidades de socavación calculada para condiciones de súper-creciente.

- Debe asegurarse que el tope de la zapata esté por debajo del nivel de la degradación a largo plazo, de la socavación por contracción y de la erosión lateral de la corriente.

A continuación se muestran tipos comunes de cimentaciones entre las cuales encontramos las siguientes:

En la figura 25 se observa una zapata corrida en donde las cargas de la estructura se transfieren al estrato resistente superficial a través de la base de la cimentación.

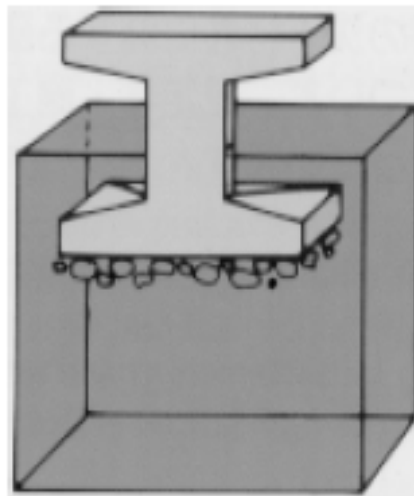


Fig 25. Zapata corrida

En la figura 26 se observa pozos de cimentación o cajones en donde la cimentación consiste de un cajón de concreto reforzado, usualmente de forma cilíndrica que se profundiza hasta el estrato resistente por excavación del material dentro del cajón.

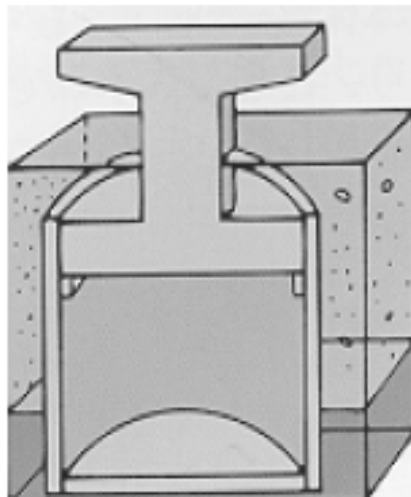
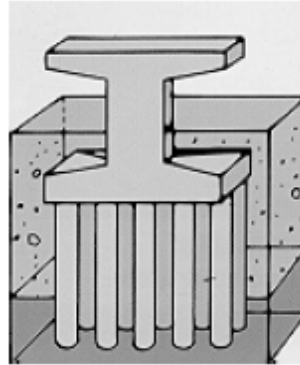
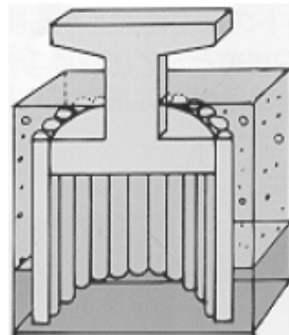


Fig 26. Pozos de Cimentación o Cajones

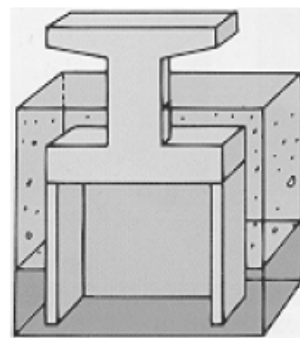
En la figura 27 se observan pilotes hincados en estrato resistente en donde estos transfieren las cargas provenientes de la estructura a este estrato.

**Fig 27. Pilotes**

La figura 28 muestra que la cimentación se construye de tablestacas de tubos de acero siguiendo un patrón circular y conectado unos con otros.

**Fig 28. Tablestaca de tubos de acero**

La figura 29 muestra que la cimentación se hace por excavación de un pozo y construcción en paredes de muros de concreto reforzado que se conectan para formar un cajón cerrado.

**Fig 29. Pared subterránea continua**

A continuación se presentan diferentes tipos de cimentaciones no comunes en donde solo serán mencionadas.

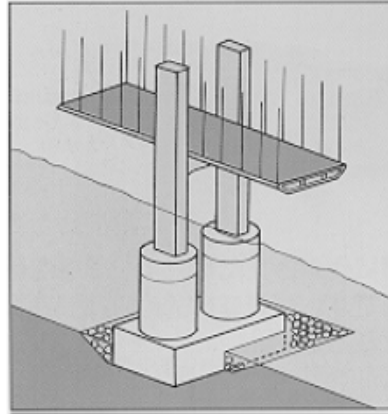


Fig 30. Fundación con torres gemelas

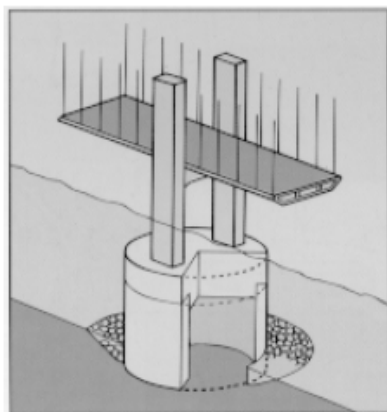


Fig 31. Fundación rígida y hueca

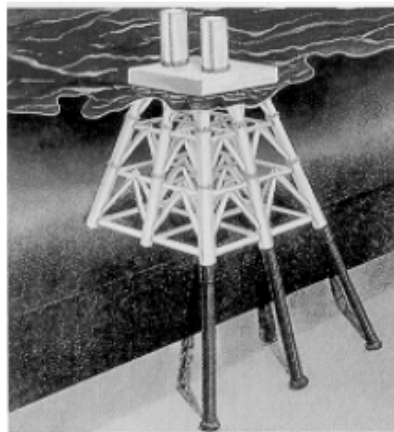


Fig 32. Fundación tipo Jacket



6.3.2 Zapatas corridas sobre roca altamente resistente a socavación

La base de la zapata debe colocarse directamente sobre la superficie libre de la roca si se trata de formaciones tipo granito que son altamente resistentes a la socavación.

Anclaje de la zapata a la roca debe evitarse pues las perforaciones tienen como consecuencia el debilitamiento de la misma. En caso de requerirse anclaje lateral de la zapatas sobre superficies roca, deben usarse barras de acero ancladas en la roca por debajo del nivel de la zapata.

6.3.3 Zapatas corridas sobre roca erosionable

Rocas meteorizadas o susceptibles de erosión deben evaluarse cuidadosamente con relación a socavación. Se debe de analizar si la cimentación se considera como roca o como suelo, o si otro criterio debe aplicarse para determinar la cimentación de la zapata corrida. El diseño debe basarse sobre el análisis de muestras inalteradas de roca incluyendo la designación de la calidad de la roca (RQD), la geología local, la información hidráulica y la vida útil de la estructura.

Un aspecto importante a considerar es si existe roca de alta calidad debajo de roca meteorizada.

Para depósitos profundos de roca meteorizada, la profundidad de socavación potencial debe ser estimada y la base de la zapata debe colocarse por debajo de esta profundidad. La excavación dentro de la roca meteorizada debe hacerse con cuidado y tratando de minimizar el deterioro de la roca. Todos los pedazos sueltos de roca deben ser removidos y la zona rellenada con concreto.

En cualquier caso, la cimentación final debe ser hecha en contacto con los lados de la excavación en todo el espesor de la zapata para minimizar la intrusión de agua por debajo del nivel de la fundación.

6.3.4 Zapatas corridas puestas sobre sellos Tremie y soportadas sobre suelo

- La base de la zapata se coloca por debajo de la línea de socavación total.
- La parte superior de la zapata debe quedar por debajo de la línea de degradación a largo plazo, de la socavación por contracción, y de la erosión lateral.



6.4 Cimentaciones profundas, cajones o pilotes hincados, con zapatas o cabezales

Se recomienda colocar el tope de la zapata o del cabezal de las pilas por debajo del lecho del cauce a una profundidad igual a la profundidad de socavación a largo plazo y la socavación por contracción, con el fin de disminuir la obstrucción de flujos de creciente. Profundidades de cimentación mayores son deseables para pilas soportadas por pilotes que pueden ser dañados por erosión o corrosión al ser expuestos a la corriente de agua.

6.5 Estribos masivos sobre pilotes

Estribos masivos colocados en los terraplenes deben ser fundidos sobre pilas hincadas por debajo de la profundidad del thalweg (camino por el que discurren las aguas de las corrientes naturales) para asegurar integridad estructural en el caso de que el thalweg se mueva.

Se recomienda que la profundidad de cimentación de los estribos esté al menos 2.0 m por debajo del lecho del cauce incluyendo degradación a largo plazo, socavación por contracción y erosión lateral del cauce.

6.6 Otras consideraciones para el diseño de puentes teniendo en cuenta socavación

- **Puente en general**

- En lo posible, el puente debe diseñarse de forma que no se afecte la sección hidráulica del río para condiciones de creciente, lo que está limitado por el tipo de estructura, la longitud del puente y su costo.
- Las pilas deben quedar alineadas con la dirección de la corriente y tengan una forma hidrodinámica con el fin de reducir su influencia sobre el flujo.
- Un puente debe diseñarse estable desde un principio sin que se requieran medidas de protección posteriores.
- La superestructura del puente debe colocarse siempre que sea posible a una elevación superior a la de las zonas de aproximación de la carretera lo que permite que el agua sobrepase los terraplenes de acceso de forma que se alivien las fuerzas hidráulicas sobre el puente. Esto es particularmente importante en corrientes que arrastran gran cantidad de desechos que obstruyen el paso del agua a través de la abertura.



- Se recomienda que la elevación del nivel inferior de la losa del puente se incremente al menos 90 cm por encima del borde libre normal para la creciente de retorno de 100 años cuando el río lleva gran cantidad de sedimentos.
- La superestructura debe anclarse a la subestructura ya que se pueden presentar fuerzas de flotación como basuras. Además, la superestructura debe ser baja y tener una luz suficiente para minimizar la resistencia al flujo si es probable que el agua sobrepase el puente.
- Puentes con luces continuas resisten las fuerzas de socavación y las resultantes por movimiento de la cimentación en mejor forma que puentes de una sola luz. Las luces continuas proveen formas alternativas de carga para fuerzas desbalanceadas causadas por asentamiento y/o rotación de las cimentaciones. Este tipo de diseño estructural se recomienda para puentes que tienen un significativo potencial de socavación.
- Para el diseño de pilotes y cajones sometidos a socavación, debe considerarse el uso de un menor número de pilotes o cajones más largos, y no de un mayor número de pilotes o cajones más cortos. Esta técnica da un factor de seguridad mayor contra la falla por socavación a un costo relativamente bajo.
- La cimentación de las estructuras debe quedar por debajo de la profundidad de socavación total.

- **Pilas**

- La cimentación de las pilas en la zona de inundación debe ser diseñada a la misma elevación de la cimentación de las pilas en el cauce principal si existe la probabilidad de que el curso de agua se desplace durante la vida de la obra.
- Las pilas deben alinearse con la dirección del flujo. Deben evaluarse las ventajas hidráulicas de pilas redondas especialmente cuando haya modelos de flujo complejos durante las crecientes. Las pilas alineadas con el flujo decrecen la socavación
- El peligro de acumulación de basuras debe evaluarse cuando se considere el uso de múltiples pilas abiertas. Donde la acumulación de basura es un problema, la pila debe considerarse como si fuera sólida para estimar la socavación. Se puede considerar la posibilidad del uso de otro tipo de pilas para evitar obstrucción del paso del agua.

- **Estribos**



- Los estribos deben diseñarse como mínimo para resistir socavación por contracción y a largo plazo y en este caso se usarán estructuras de protección diseñadas adecuadamente, recomendándose enrocado y/o taludes encauzadoras, entre otras posibilidades.
- Trabajos de estabilización del cauce deben usarse donde se necesite minimizar los efectos de condiciones adversas de flujo en los estribos.
- Siempre que sea posible, se recomienda el uso de estribos con pendiente hacia el cauce. La socavación en este tipo de estribos es menor que para estribos de pared vertical.
- Enrocado o bancas encauzadoras de al menos 15 m de longitud deben usarse como protección contra vórtices aguas abajo del estribo.

7. APLICACIÓN GENERAL Y EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN UN PUENTE. CASO PRÁCTICO

Para la aplicación práctica de este tema de monografía se calculará la profundidad de socavación mediante diferentes métodos mencionados en la parte teórica, en el cauce del río y en los puentes, en el tramo de la avenida 12 de octubre (Reloj Floral) y avenida Solano (Tres Puentes). A continuación se presentan fotografías de la zona a analizar.

La fotografía 6 muestra el puente de inicio del tramo de río que se va a analizar.



Fotografía 6. Puente Sector Reloj Floral

En la fotografía 7 se muestra la sección del cauce del río en el tramo de los 3 Puentes donde termina el tramo seleccionado a analizar.



Fotografía 7. Tramo de Río Sector 3 Puentes



Previo a realizar los cálculos para determinar la socavación, es necesario conocer ciertos parámetros del río. Para esto se empleará el software del HEC – RAS.

El tutor de esta monografía, el Ing. Cristian Coello, nos proporcionó las secciones de este tramo de río, 27 en total. Esto se introducirá en el programa y se ejecutará para la determinación de datos.

También es necesario establecer un valor de la rugosidad de Manning para lechos de ríos.

El valor escogido es de 0.03 para el cauce principal, para las orillas del río que por lo general son zonas con vegetación se escogió el valor de 0.06. Estos valores fueron tomados del libro de S.M. Woodward and C. J Posey: "Hydraulics of steady flow in open channels". A continuación en la Tabla 7 se muestran dichos valores.

	Coefficiente de Manning
Cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0,020-0,025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0,025-0,035
En tierra con ligera vegetación	0,035-0,045
En tierra con vegetación espesa	0,040-0,050
En tierra excavada mecánicamente	0,028-0,033
En roca, superficie uniforme y lisa	0,030-0,035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0,035-0,045
Cunetas y Canales revestidos	
Hormigón	0,013-0,017
Hormigón revestido	0,016-0,022
Encachado	0,020-0,030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0,017-0,020
Paredes encachadas, fondo de grava	0,023-0,033
Revestimiento bituminoso	0,013-0,016
Corrientes Naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lamina de agua suficiente	0,027-0,033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de	0,033-0,040



lamina de agua suficiente, algo de vegetación	
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0,035-0,050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0,060-0,080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0,100-0,200 ¹
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0,050-0,080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0,030-0,200 ¹

Tabla 7. Coeficientes de Manning para Cunetas, Canales y Corrientes Naturales

El caudal empleado para el análisis de la socavación será de 200 m³/s. Este valor fue facilitado por el **PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA** en el **Estudio Fluviomorfológico del Río Yanuncay en el año 2009**.

Para los cálculos de socavación, es necesario conocer el valor del caudal unitario. El caudal unitario es el caudal por unidad de anchura de una sección. Este valor se obtiene dividiendo el caudal de diseño de 200 m³/s para el ancho de la sección que se analizará.

7.1. HEC – RAS

HEC – RAS es un paquete integrado de análisis hidráulico, programa en que el usuario actúa recíprocamente con el sistema a través del uso de una Interface Gráfica del Usuario (GUI). El sistema es capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujo uniforme, e incluirá Flujo variado, Transporte del Sedimento, etc.

Previo a la realización de esta monografía, en el curso de grado, se indicó el manejo de este software. Por lo que solamente se detallará lo más importante.

En la geometría de la sección del río se graficó aproximadamente el perfil longitudinal del tramo de río seleccionado. En la figura 33 se muestra dicho perfil con sus respectivas secciones, correspondiendo al Puente del Sector del Reloj Floral la sección número 27, y la sección 1 al Sector de los 3 Puentes.

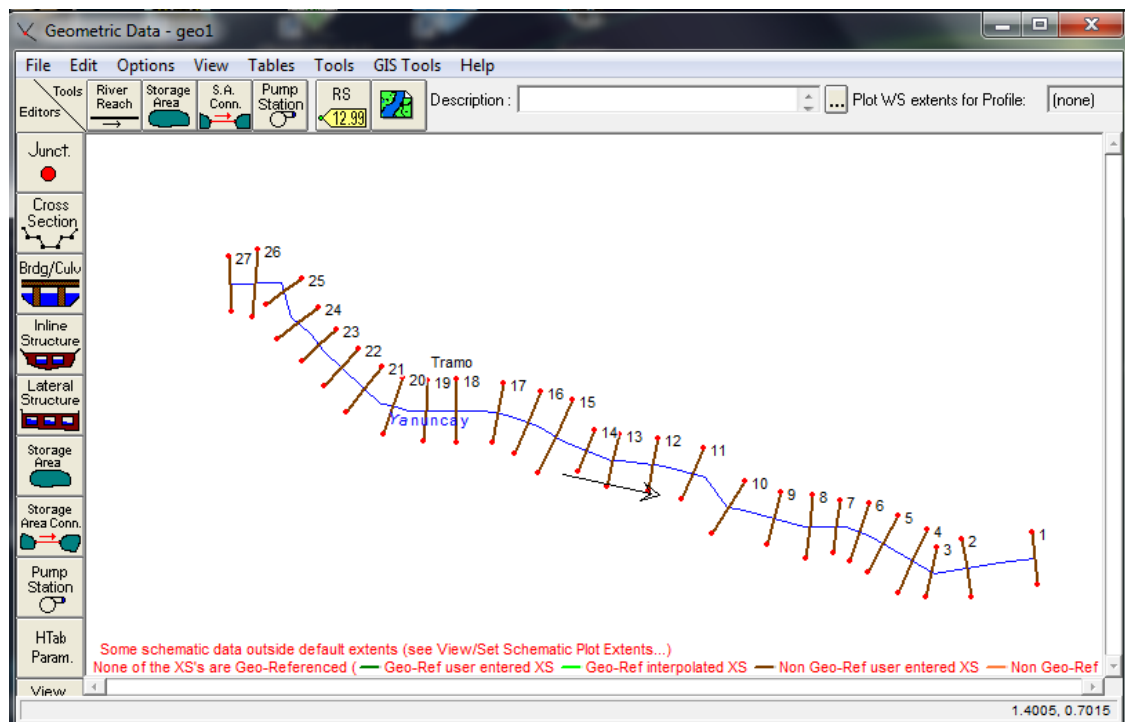


Fig 33. Perfil Longitudinal del Tramo de Río

Seguidamente se procedió a ingresar los datos de cada una de las secciones en el programa, tomando en cuenta la separación entre cada una de las secciones, la rugosidad de Manning y los límites del gráfico de la sección. Al dar el nombre a cada sección, se optó por nombrarlas mediante un número, teniendo en cuenta que el menor número que se escoja será de la sección que se encuentra aguas abajo. En la figura 34 se muestra el perfil de una de las secciones, para la determinación de este perfil se ingresan las abscisas y cotas respectivas en la ventana “Cross Section Coordinates” y se coloca el valor entre secciones en la opción “Downstream Reach Length - Channel”.

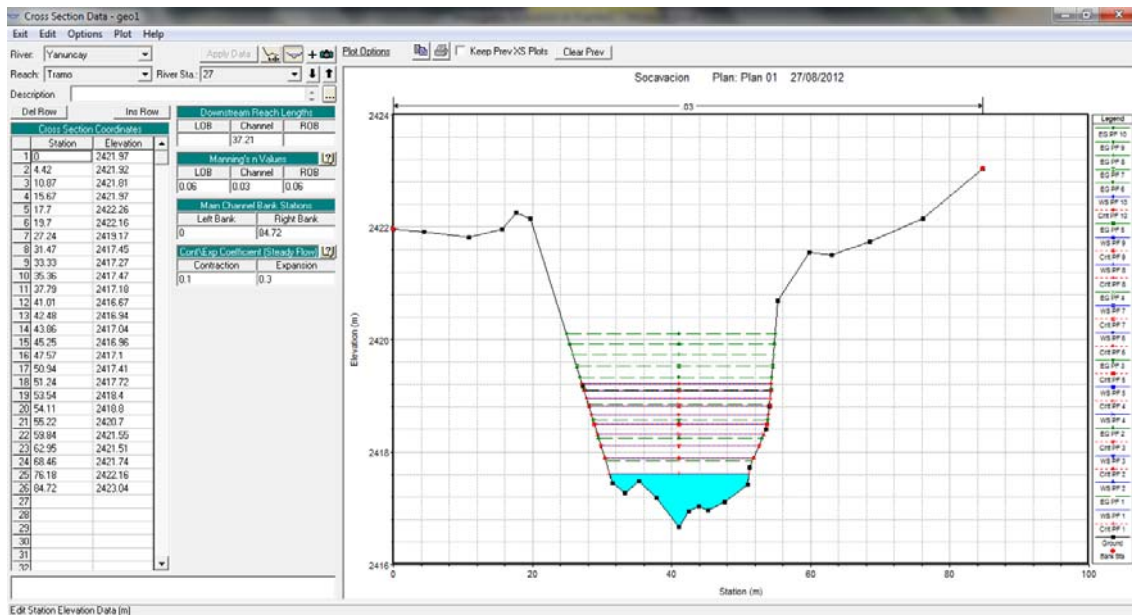


Fig 34. Sección Transversal del Río

Una vez ingresado los datos de las secciones, en la opción “Steady Flow Data” se determinara las condiciones de diseño. Se dividió el caudal total de 200 m³/s, en 10 intervalos de 20 m³/s hasta llegar al caudal total, y en la opción de diseño de las Condiciones de Borde, se escogió “Normal Depth” donde se ingresó la pendiente aproximada del río de 0.001. En la figura 35 se muestra las condiciones de borde de cada sección y el valor de la pendiente del río tanto aguas arriba como aguas abajo.

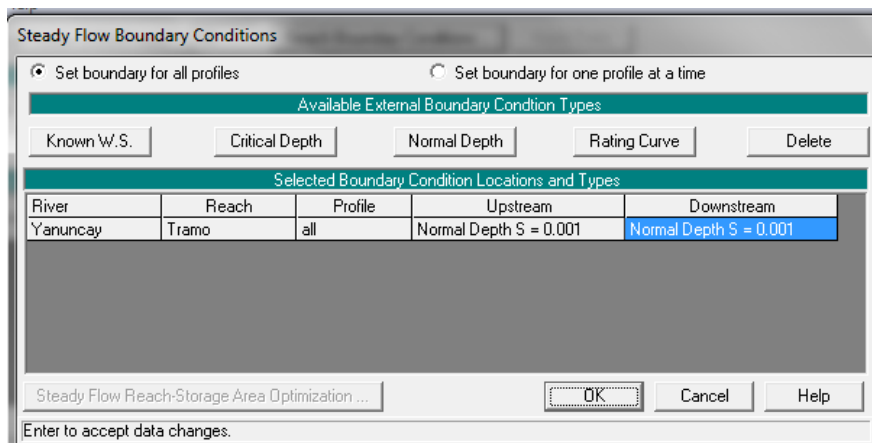


Fig 35. Condiciones de Borde de cada Sección

Una vez ingresado todos los datos necesarios, se corre el programa en la opción “Run” en un régimen de flujo de agua Mixto.



Los resultados de cada una de las secciones, es decir vista de la altura de agua, tabla de resultados, vista longitudinal, vista transversal; se muestran en los anexos.

7.2. GRANULOMETRÍA

El tipo de suelo del cauce del río a analizar es un suelo de tipo granular con un 90 % de grava, 4.22 % de arena y 5.78 % de finos.

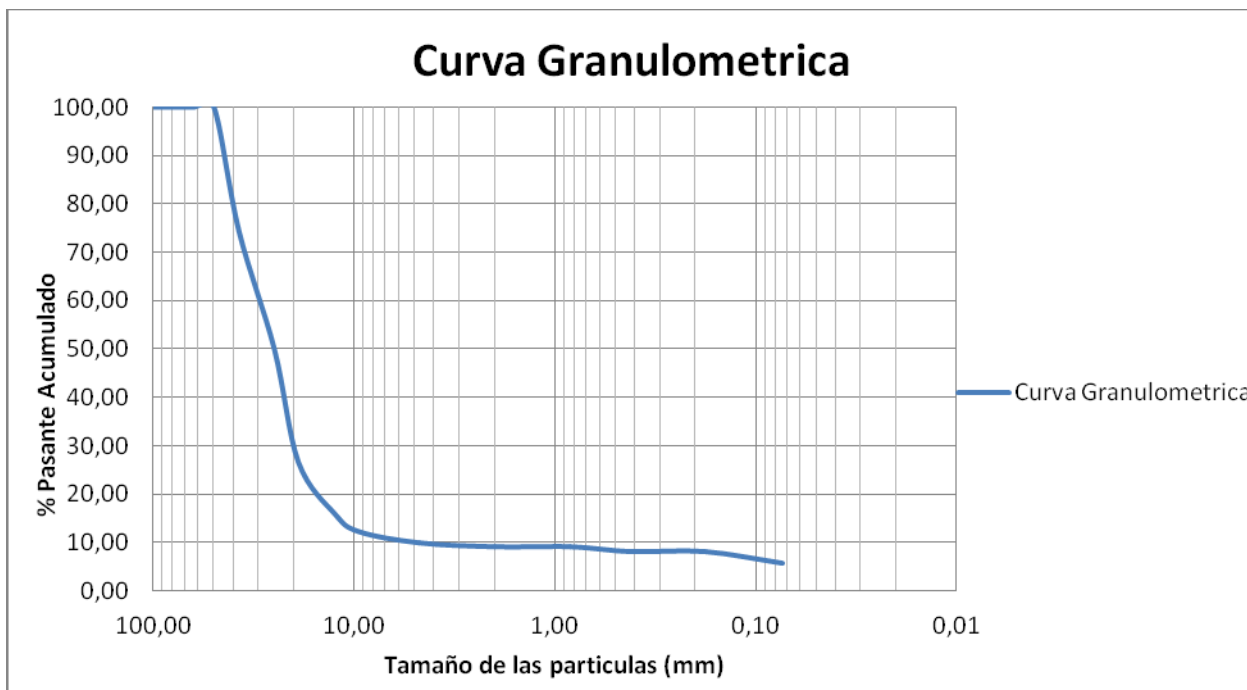
La granulometría de este suelo fue proporcionada por el Tutor de esta monografía, el Ing. Cristian Coello.

A continuación se muestra la tabla 8, donde se presenta la granulometría del fondo del cauce del río.

TAMIZ		Peso Retenido Parcial	Peso Retenido Acumulado	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Pasante Acumulado
ASTM (pulg)	Mm					
4	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3 1/2	90.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3	75.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2	63.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2	37.50	283.20	283.20	25.67	25.67	74.33
1	25.00	268.80	552.00	24.37	50.04	49.96
3/4	19.00	256.90	808.90	23.29	73.32	26.68
1/2	12.50	118.50	927.40	10.74	84.06	15.94
3/8	9.50	40.00	967.40	3.63	87.69	12.31
N°4	4.75	25.50	992.90	2.31	90.00	10.00
Pasa el N°4						
N°8	2.36	0.00	992.90	0.00	0.09	
N°10	2.00	8.90	1001.80	0.81	90.81	9.19
N°16	1.18	0.00	1002.00	0.00	90.81	
N°20	0.84	0.00	1002.00	0.00	90.81	9.19
N°30	0.60	0.00	0.00	0.00	0.09	
N°40	0.42	11.00	1012.80	1.00	91.81	8.19
N°50	0.30	0.00	1013	0.00	91.81	
N°80	0.18	0.00	1013	0.00	91.81	8.19
N°100	0.15	0.00	0.0	0.00	0.09	
N°200	0.074	26.60	1039.4	2.41	94.22	5.78
Pasa el N°200		63.80	0.0	5.78		
Total		1103.20		100.00		

Tabla 8. Granulometría del Fondo del Río

A continuación en la figura 36 se muestra la curva granulométrica la cual se la obtiene graficando el tamaño de las partículas en mm en el eje de las abscisas, y el porcentaje de las partículas pasantes acumulado en el eje de las ordenadas.


Fig 36. Curva Granulométrica

Para obtener los valores de D_{50} y D_{85} se realizó una interpolación, debido a que no se puede determinar directamente el valor de estos en la tabla 8. En la tabla 9 se muestra como se obtuvo el valor del diámetro D_{85} . Como no se tiene el valor exacto se escogió los porcentajes 100 y 74.33 y su valor respectivo de tamaño de las partículas. Se realizó la resta entre estos 2 valores tanto de los porcentajes como de los tamaños, y con estos valores se realizó una regla de tres a fin de obtener el valor requerido.

En la tabla 10 se muestra como se obtuvo el valor del diámetro D_{50} , mediante el mismo procedimiento.

100.00	50.00	
74.33	37.50	
25.67	12.50	
15.00	X=	7.3



D85=	42.70	mm
-------------	--------------	-----------

Tabla 9. Valor de D₈₅

74.33	37.50	
49.96	25.00	
24.37	12.50	
24.33	X=	12.48
D50=	37.48	mm

Tabla 10. Valor de D₅₀

En la tabla 11, se muestra los resultados obtenidos y requeridos en forma resumida.

Tamaño de las partículas que corresponde al 85% del suelo que pasa al ser tamizado.	D85=	42.70	mm
Tamaño de las partículas que corresponde al 50% del suelo que pasa al ser tamizado.	D50=	37.48	mm

Tabla 11. Resultados Obtenidos

7.3. CÁLCULOS DE SOCAVACIÓN

A continuación se presentan algunos de los métodos para el cálculo de socavación general en el cauce los cuales fueron escogidos mediante recomendaciones del MTOP y del Tutor. Las secciones analizadas del río fueron la 26 (Sector Reloj Floral) y la 12 encontrándose esta sección aguas arriba del sector de los Tres Puentes.

La sección 26 se ubica aguas abajo del sector del Reloj Floral, se analiza esta sección debido a se encuentra próxima al puente ubicado en el mismo sector antes mencionado y la sección 12 la cual se encuentra en la parte intermedia del tramo analizado, se escogió esta sección debido a que es adecuada para la colocación de un puente.

A continuación se presentaran los cálculos de la profundidad de socavación para cada sección.

7.3.1. SECCIÓN 26

La sección 26 del tramo de río seleccionado, se presenta a continuación. En la figura 37 se muestra el perfil transversal de la sección con los diferentes niveles de agua, es decir el nivel crítico de agua, la línea de energía y el calado que se consideró a la hora de realizar los cálculos. En la fotografía 8 se muestra el sector del río a ser analizado.

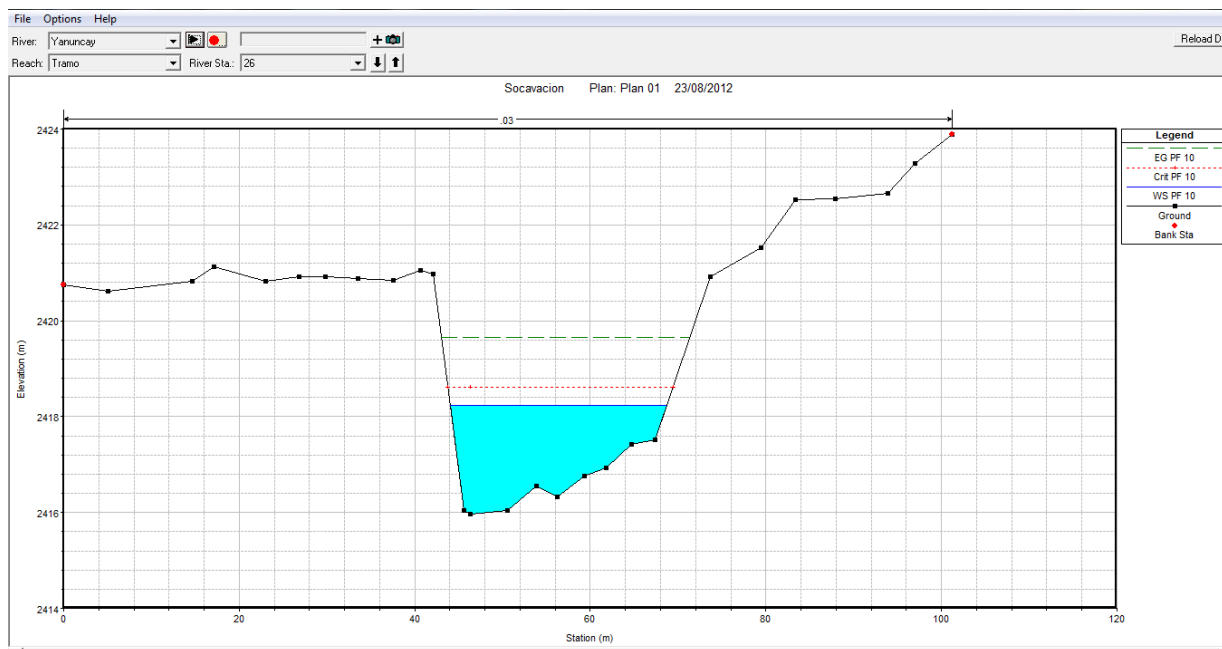


Fig 37. Sección 26 Perfil Transversal



Fotografía 8. Sección 26 Río Yanuncay

El cálculo de la profundidad de socavación, se la realiza dividiendo la sección del río escogida en subsecciones, 8 en total. En la figura 38 se muestra la sección 26 que será analizada, dividida en 8 subsecciones.

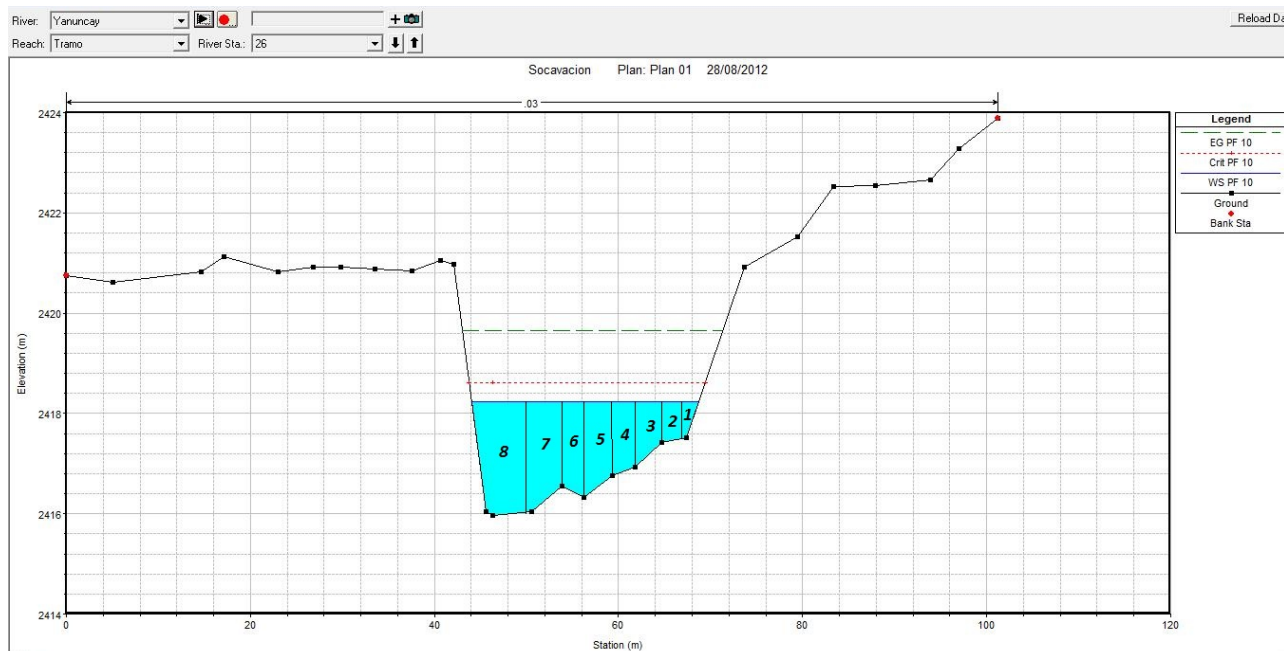


Fig 38. División de la Sección 26

Mediante la ayuda del HEC-RAS se realizó el método de las dovelas para determinar el área de cada subsección. La forma de cada subsección es de un trapecio. Con esta ayuda se determinó las abscisas y cotas de cada trapecio y así poder determinar las áreas requeridas. Como el HEC – RAS considera una velocidad de flujo uniforme en toda la sección, se considera ésta misma velocidad para cada subsección.

Mediante la tabla de resultados del mismo programa se obtuvo el tirante de agua y la velocidad de la corriente, multiplicándola por el área de cada subsección se obtiene el caudal. Este depende del valor del área de cada subsección.

Algunos datos del cauce del río, son requeridos para todos los métodos de cálculo de profundidad de socavación. Para evitar repeticiones se muestra en la tabla 12 los datos mencionados con las abscisas y cotas de cada subsección.

Franja	Abscisa	Cota fondo (msnm)	Cota max (msnm)	Calado (m)	Rugosidad n	Ancho (m)	Área (m ²)	V (m/s)	q (m ³ /seg)
1	67.27	2417.52	2418.23	0.71	0.03	1.45	0.51	5.27	2.71
2	64.72	2417.41	2418.23	0.82	0.03	2.55	1.95	5.27	10.28
3	61.81	2416.94	2418.23	1.29	0.03	2.91	3.07	5.27	16.18
4	59.3	2416.75	2418.23	1.48	0.03	2.51	3.48	5.27	18.32
5	56.23	2416.33	2418.23	1.9	0.03	3.07	5.19	5.27	27.34
6	53.84	2416.55	2418.23	1.68	0.03	2.39	4.28	5.27	22.55
7	50.56	2416.04	2418.23	2.19	0.03	3.28	6.35	5.27	33.45
8	46.33	2415.97	2418.23	2.26	0.03	4.23	9.41	5.27	49.60

Tabla 12. Coordenadas y Parámetros de la Sección 26

7.3.1.1. Socavación General del Cauce

- Método de Lischtván-Levediev

Franja	Diámetro Característico D ₅₀ (m)	Ancho (m)	q (m ³ /seg)	Caudal Unitario (m ³ /seg - m)	Profundidad de socavación ds (m)
1	0.037	1.45	2.71	1.87	1.00
2	0.037	2.55	10.28	4.03	1.73
3	0.037	2.91	16.18	5.56	2.17
4	0.037	2.51	18.32	7.30	2.63
5	0.037	3.07	27.34	8.91	3.03
6	0.037	2.39	22.55	9.43	3.16
7	0.037	3.28	33.45	10.20	3.34
8	0.037	4.23	49.60	11.73	3.69

Tabla 13. Profundidad de Socavación mediante el método de Lischtván - Levediev

En la tabla 13 se muestra el cálculo del método de Lischtván-Levediev que es recomendado por el MTOP, el cual considera el caudal unitario y el diámetro D₅₀ de las partículas de fondo. Analizando todas las subsecciones, se escoge el mayor valor de la profundidad de socavación resultante.

En la figura 39 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

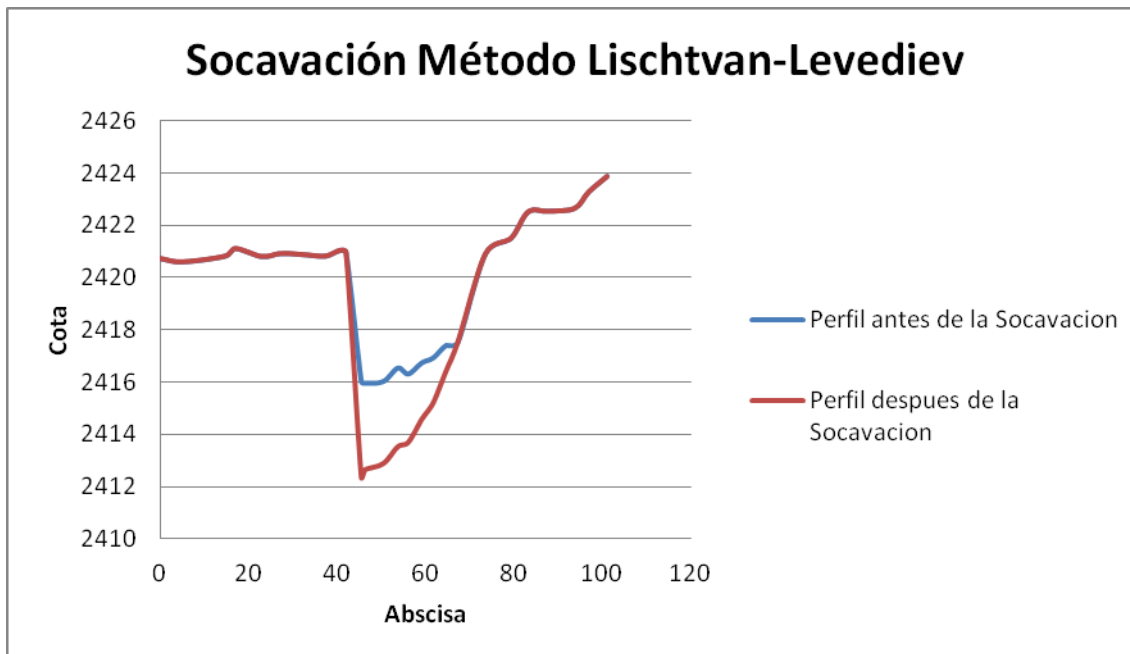


Fig 39. Socavación General mediante el Método de Lischtván - Levediev

- Método de Straub

Franja	Ancho en la contracción (m)	Ancho aguas arriba (m)	Tirante aguas arriba (m)	Tirante de agua en la contracción (m)	Tirante H_s (m)	Profundidad de socavación d_s (m)
1	1.45	3.22	1.5	0.71	2.50	1.79
2	2.55	3.67	2.12	0.82	2.68	1.86
3	2.91	2.32	2.26	1.29	1.95	0.66
4	2.51	2.77	2.28	1.48	2.43	0.95
5	3.07	1.47	2.55	1.9	1.59	0.31
6	2.39	3.62	2.04	1.68	2.66	0.98
7	3.28	2.03	1.75	2.19	1.29	0.90
8	4.23	3.94	1.77	2.26	1.69	0.57

Tabla 14. Profundidad de Socavación mediante el método de Straub

En la tabla 14 se muestra el cálculo de la profundidad de socavación en cada subsección. Este método considera el ancho de la superficie como el tirante de agua tanto aguas arriba como en la sección contraída de cada subsección. Estos datos son obtenidos de la tabla de resultados del HEC-RAS. Se escogió el mayor valor resultante como profundidad de socavación total.

En la figura 40 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

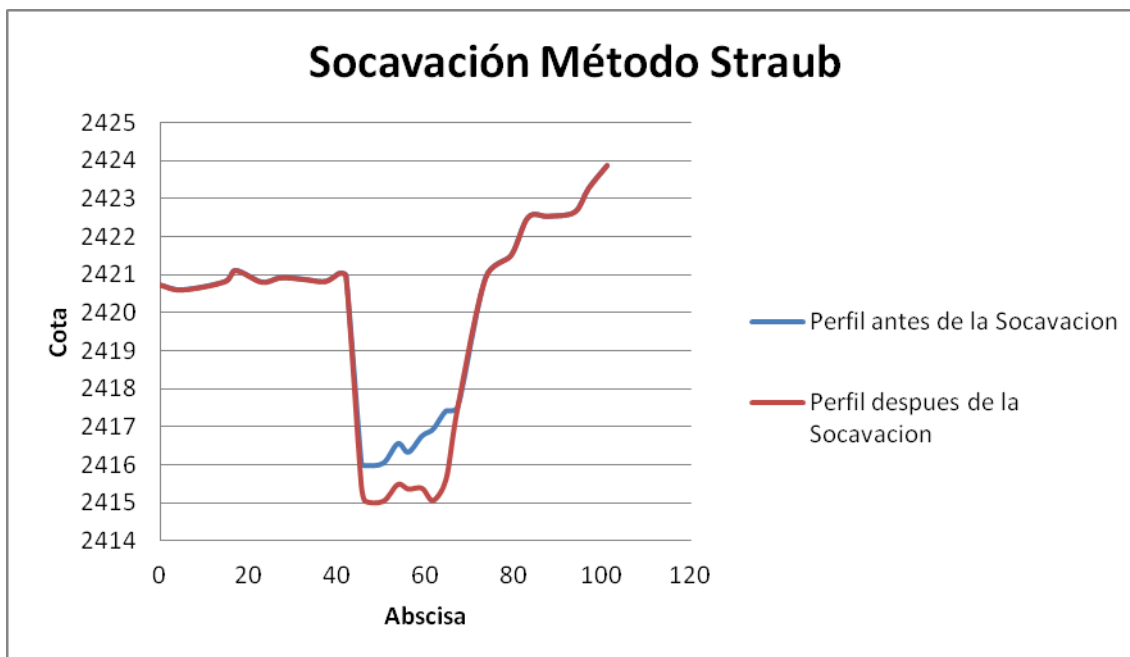


Fig 40. Socavación General mediante el Método de Straub

- **Método de Laursen**

En este método se consideró el caso de la contracción en el lecho móvil, debido a que en la ciudad de Cuenca, y por lo general en esta zona, los cauces de los ríos son de lecho móvil, es decir se produce el arrastre de sedimentos.

Franja	Ancho en la contracción (m)	Ancho aguas arriba (m)	Tirante aguas arriba (m)	Tirante de agua en la contracción (m)	Área aguas arriba (m ²)	Velocidad aguas arriba V (m/seg)	Caudal aguas arriba Q2 (m ³ /seg)
1	1.45	3.22	1.5	0.71	2.42	4.17	10.07
2	2.55	3.67	2.12	0.82	6.64	4.17	27.70
3	2.91	2.32	2.26	1.29	5.08	4.17	21.19
4	2.51	2.77	2.28	1.48	6.29	4.17	26.22
5	3.07	1.47	2.55	1.9	3.55	4.17	14.80
6	2.39	3.62	2.04	1.68	8.31	4.17	34.64
7	3.28	2.03	1.75	2.19	3.85	4.17	16.04
8	4.23	3.94	1.77	2.26	6.93	4.17	28.92



Caudal sección contraída $Q1$ (m^3/seg)	Coefficiente $K1$	Tirante Hs (m)	Profundidad de socavación ds (m)
2.71	0.69	0.13	0.58
10.28	0.69	0.27	0.55
16.18	0.69	1.20	0.09
18.32	0.69	1.02	0.46
27.34	0.69	5.34	3.44
22.55	0.69	0.87	0.81
33.45	0.69	5.72	3.53
49.60	0.69	3.77	1.51

Tabla 15. Profundidad de Socavación mediante el método de Laursen

En la tabla 15 me muestra el cálculo de la profundidad de socavación, mediante este método considera de igual manera el ancho de la superficie libre, tirante de agua y el caudal que circula aguas arriba como en la parte contraída de cada subsección. El valor de $K1$ se lo obtiene mediante la relación de la velocidad cortante aguas arriba de la sección contraída y de la velocidad de caída del material del lecho obteniéndose un valor de 5.23, este valor está referenciado en la tabla 6 siendo mayor a 2 lo cual significa que existe mucho material suspendido en el lecho correspondiendo a $K1$ un valor de 0.69.

En la figura 41 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

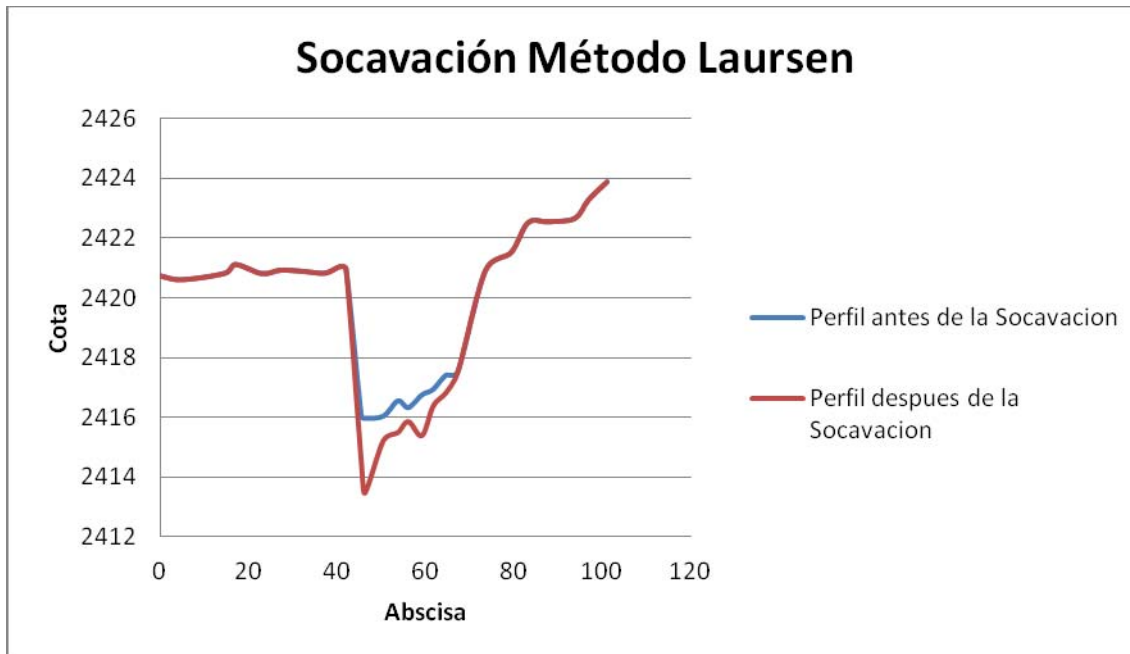


Fig 41. Socavación General mediante el Método de Laursen

- **Método de Neill.**

Franja	Cauda q (m ³ /seg)	Ancho (m)	Caudal Unitario q_u (m ³ /seg)	Diámetro característico D_{50}	Coefficiente K_s	Tirante de agua H_o	Gravedad g (m ² /seg)	Ecuación	Tirante H_s (m)	Profundidad de socavación d_s (m)
1	2.71	1.45	1.87	0.037	0.037	0.71	9.81	0.00	0.72	0.01
2	10.28	2.55	4.03	0.037	0.037	0.82	9.81	0.00	1.39	0.57
3	16.18	2.91	5.56	0.037	0.037	1.29	9.81	0.00	1.84	0.55
4	18.32	2.51	7.30	0.037	0.037	1.48	9.81	0.00	2.32	0.84
5	27.34	3.07	8.91	0.037	0.037	1.9	9.81	0.00	2.76	0.86
6	22.55	2.39	9.43	0.037	0.037	1.68	9.81	0.00	2.91	1.23
7	33.45	3.28	10.20	0.037	0.037	2.19	9.81	0.00	3.11	0.92
8	49.60	4.23	11.73	0.037	0.037	2.26	9.81	0.00	3.51	1.25

Tabla 16. Profundidad de Socavación mediante el método de Neill

En la tabla 16 se muestra el cálculo de la profundidad de socavación de cada subsección mediante el método de Neill. De todas las subsecciones analizadas, se escogió en la que se produce la mayor profundidad de socavación, debido a que esta es la profundidad más significativa en toda la sección.

En la figura 42 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, con el valor escogido anteriormente, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

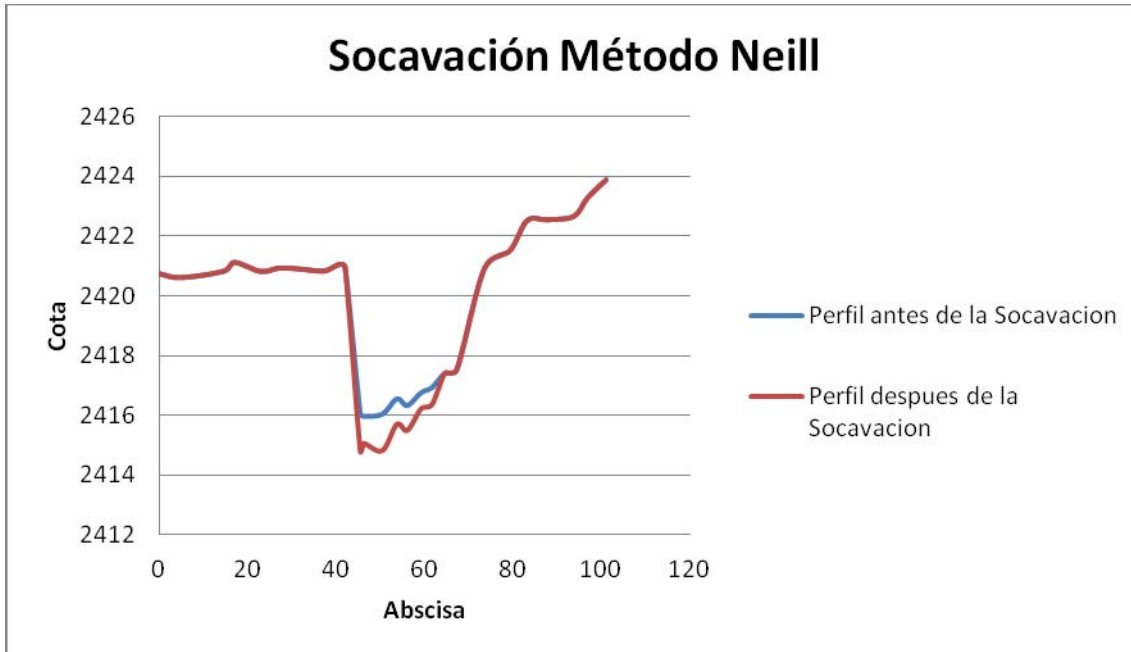


Fig 42. Socavación General mediante el Método de Neill

7.3.1.2. Socavación en Pilas

A continuación se presentan los cálculos de la profundidad de socavación local en pilas en todas las subsecciones como caso práctico.

Para el caso del puente de estudio se consideró la colocación de una pila central, la cual en las tablas de cálculo estará señalada en la subsección donde se encontrará. La pila a ser colocada en el puente es de sección circular considerándose un diámetro de 1m basándose en diseño de puentes similares al de estudio.

- **Método de Laursen y Torch.**

Este método considera dos casos: caso de flujo de agua paralelo al eje mayor de la pila y caso de flujo de agua con un ángulo de ataque al eje de la mayor dimensión de la pila.

Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor de la pila

Franja	Tirante H_s (m)	Ancho de pila a (m)	Coefficiente K_f	Coefficiente K_g	Profundidad de socavación d_s (m)
1	0.71	1	0.9	1.5	1.35
2	0.82	1	0.9	1.45	1.31
3	1.29	1	0.9	1.6	1.44
4	1.48	1	0.9	1.75	1.58
5	1.9	1	0.9	1.8	1.62
6	1.68	1	0.9	1.7	1.53
7	2.19	1	0.9	1.9	1.71
8	2.26	1	0.9	1.92	1.73

Tabla 17. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Laursen y Torch

En las tablas 17 y 18 se muestra el método de cálculo de profundidad de socavación en pilas mediante el método de Laursen y Toch en cada subsección. El coeficiente de la forma de la nariz de la pila K_f se lo obtiene de la figura 10, el coeficiente K_g que depende de la relación H_s/a se lo obtiene a partir de la figura 11. La subsección donde se encuentra la pila se encuentra señalada en las tablas.

Caso de flujo de agua con un ángulo de ataque al eje de la mayor dimensión de la pila

Franja	Tirante H_s (m)	Ancho de pila a (m)	Coefficiente K_ϕ	Coefficiente K_g	Profundidad de socavación d_s (m)
1	0.71	1	1.50	1.50	2.25
2	0.82	1	1.50	1.45	2.18
3	1.29	1	1.50	1.60	2.40
4	1.48	1	1.50	1.75	2.63
5	1.9	1	1.50	1.80	2.70
6	1.68	1	1.50	1.70	2.55
7	2.19	1	1.50	1.90	2.85

8	2.26	1	1.50	1.92	2.88
---	------	---	------	------	------

Tabla 18. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Laursen y Torch

El coeficiente $K\phi$ se lo determina a partir de la figura 12.

- **Método de Melville.**

Franja	Ancho de pila a (m)	Factor K_i	Tirante de agua H_o (m)	Factor K_σ	Factor K_f	Factor K_θ	Diámetro característico D_{50}	Factor K_d	Factor K_h	Profundidad de socavación d_s (m)
1	1	2.4	0.71	1	1	1	0.037	1	0.71	1.72
2	1	2.4	0.82	1	1	1	0.037	1	0.74	1.78
3	1	2.4	1.29	1	1	1	0.037	1	0.83	2.00
4	1	2.4	1.48	1	1	1	0.037	1	0.86	2.07
5	1	2.4	1.9	1	1	1	0.037	1	0.92	2.20
6	1	2.4	1.68	1	1	1	0.037	1	0.89	2.14
7	1	2.4	2.19	1	1	1	0.037	1	0.95	2.29
8	1	2.4	2.26	1	1	1	0.037	1	0.96	2.30

Tabla 19. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Melville

La tabla 19 muestra la profundidad de socavación mediante el método de Melville. El valor del factor de corrección por intensidad de flujo K_i es el correspondiente al lecho móvil, el valor del factor de corrección por gradación del sedimento $K_\sigma=1$ es por recomendación del método y $K_\theta=1$ debido a que se trata de pilas cilíndricas, el valor de K_d y K_h se los obtiene mediante fórmulas expuestas anteriormente.

- **Método de Arunachalam.**

Franja	Ancho de pila (m)	Caudal q (m ³ /seg)	Ancho (m)	Caudal unitario q_u (m ³ /seg)	Profundidad de socavación (m)
1	1	2.71	1.45	1.87	1.71
2	1	10.28	2.55	4.03	2.91
3	1	16.18	2.91	5.56	3.50
4	1	18.32	2.51	7.30	3.70
5	1	27.34	3.07	8.91	4.34
6	1	22.55	2.39	9.43	4.02
7	1	33.45	3.28	10.20	4.71
8	1	49.60	4.23	11.73	5.49

Tabla 20. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Arunachalam

En la tabla 20 muestra el cálculo de la profundidad de socavación mediante el método de Arunachalam. Se considera el caudal unitario aguas arriba del puente el cual se lo consigue dividiendo el caudal de diseño para el ancho de la subsección.

- **Método de Johnson.**

Franja	Ancho de pila (m)	Tirante de agua H_o (m)	Velocidad (m/seg)	# Froude	Profundidad de socavación d_s (m)
1	1	0.71	5.27	2.00	1.48
2	1	0.82	5.27	1.86	1.57
3	1	1.29	5.27	1.48	1.91
4	1	1.48	5.27	1.38	2.02
5	1	1.9	5.27	1.22	2.25
6	1	1.68	5.27	1.30	2.14
7	1	2.19	5.27	1.14	2.39
8	1	2.26	5.27	1.12	2.42

Tabla 21. Profundidad de Socavación en Pilas mediante el método de Johnson

La tabla 21 muestra la profundidad de socavación mediante el método de Johnson es un método muy fácil de aplicar ya que considera parámetros fáciles de obtener a través del HEC-RAS como lo son el tirante de agua y la velocidad, el número de Froude se lo obtiene mediante formulación.

A continuación en la tabla 22 se muestra el resumen de los valores de profundidad de socavación en el cauce del río, obtenidos mediante los métodos explicados de la sección 26. En la tabla 23 se muestra el resumen de los valores obtenidos de la socavación local en la pila central.



RESUMEN DE RESULTADOS DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN SECCIÓN 26								
Socavación en el cauce								
Franja	1	2	3	4	5	6	7	8
Lischtvan-Levediev	1	1.73	2.17	2.63	3.03	3.16	3.34	3.69
Straub	1.79	1.86	0.66	0.95	0.31	0.98	0.90	0.57
Laursen	0.58	0.55	0.09	0.46	3.44	0.81	3.53	1.51
Neill	0.01	0.57	0.55	0.84	0.86	1.23	0.92	1.25

Tabla 22. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación en el Cauce de la Sección 26

RESUMEN DE RESULTADOS DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN SECCIÓN 26				
Socavación local en la Pila Central				
Laursen y Toch		Melville	Arunachalam	Jonhson
1. Flujo paralelo al eje mayor	2. Flujo con ángulo de ataque al eje mayor			
1.53	2.55	2.14	4.02	2.14

Tabla 23. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación en la Pila Central

7.3.2. SECCIÓN 12

La sección 12 del tramo de río seleccionado, se presenta a continuación. En la figura 48 se muestra el perfil transversal de la sección con los diferentes niveles de agua, es decir el nivel crítico de agua, la línea de energía y el calado que se consideró a la hora de realizar los cálculos. En la fotografía 9 se muestra el sector del río a ser analizado.

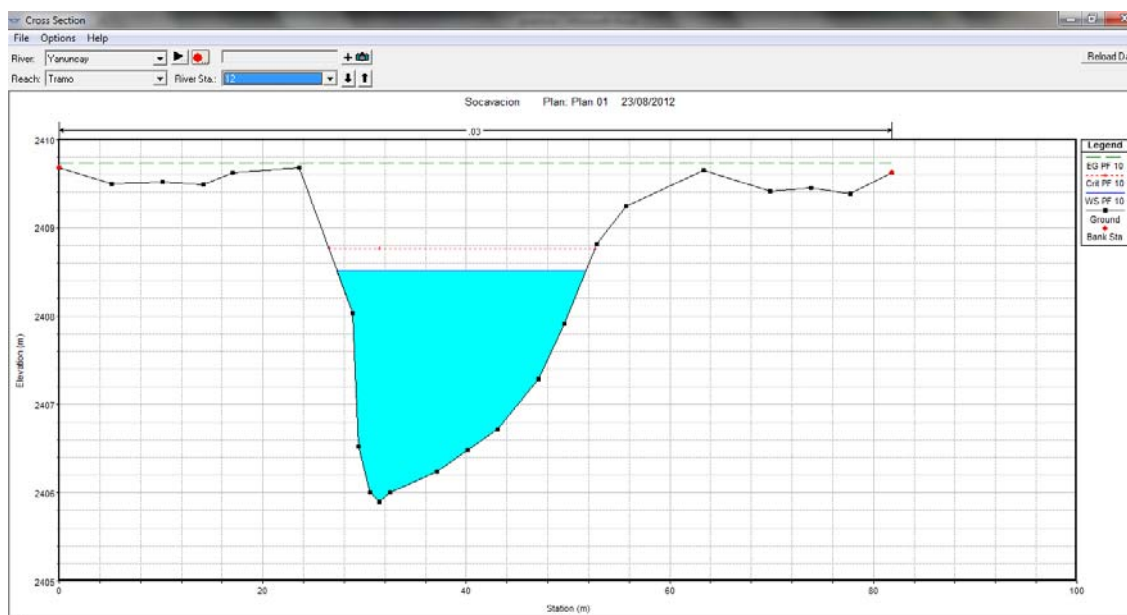


Fig 43. Sección 12 Perfil Transversal



Fotografía 9. Sección 12 Río Yanuncay

Al igual como se mencionó para la sección 26, la sección 12 se dividió en 8 subsecciones como se muestra en la figura 49.

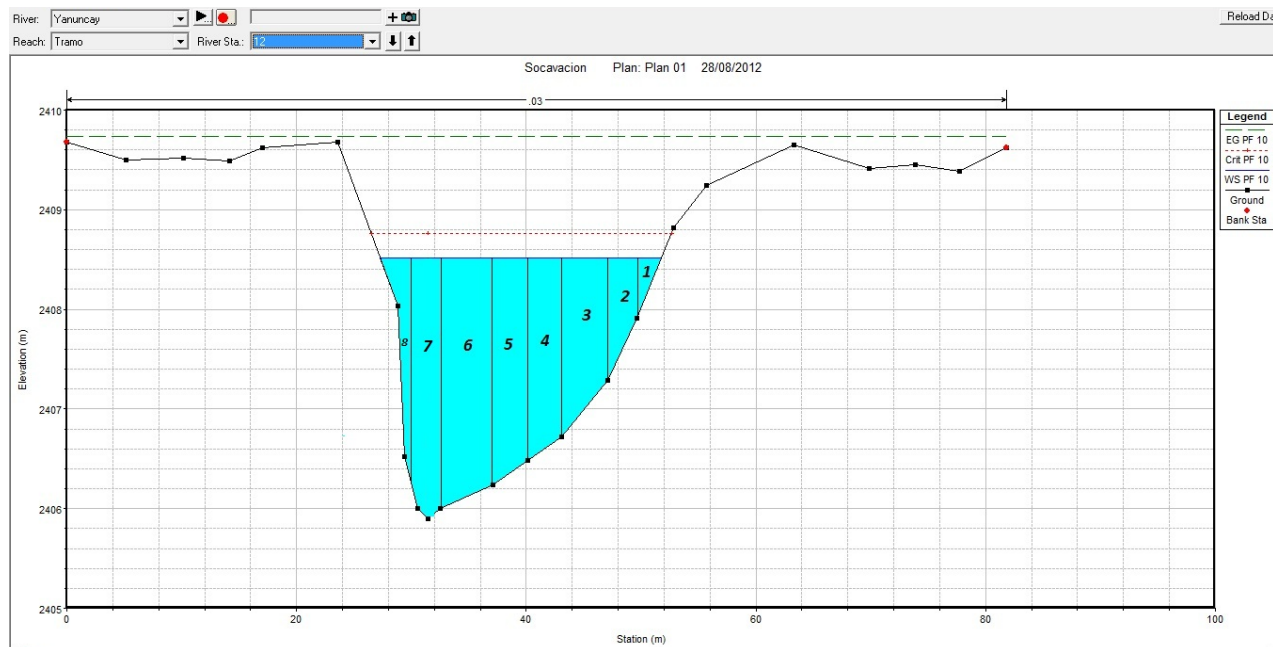


Fig 44. División de la Sección 12

A continuación en la tabla 24 se muestra las coordenadas de las subsecciones y los valores de los parámetros de la sección 12.

Franja	Abscisa	Cota fondo (msnm)	Cota max (msnm)	Calado (m)	Rugosidad n	Ancho (m)	Área (m ²)	V (m/s)	q (m ³ /seg)
1	49.62	2407.91	2408.51	0.60	0.03	2.14	0.64	4.90	3.15
2	47.06	2407.29	2408.51	1.22	0.03	2.56	2.33	4.90	11.42
3	43.08	2406.72	2408.51	1.79	0.03	3.98	5.99	4.90	29.35
4	40.10	2406.48	2408.51	2.03	0.03	2.98	5.69	4.90	27.89
5	37.09	2406.24	2408.51	2.27	0.03	3.01	6.47	4.90	31.71
6	32.48	2406.00	2408.51	2.51	0.03	4.61	11.02	4.90	53.99
7	31.42	2405.90	2408.51	2.61	0.03	1.06	2.71	4.90	13.30
8	30.53	2406.00	2408.51	2.51	0.03	0.89	2.28	4.90	11.16

Tabla 24. Coordenadas y Parámetros de la Sección 12

7.3.2.1. Socavación General del Cauce

- Método de Lischtván-Levediev.

Franja	Diámetro Característico D_{50} (m)	Ancho (m)	q (m ³ /seg)	Caudal Unitario (m ³ /seg - m)	Profundidad de socavación d_s (m)
1	0.037	2.14	3.15	1.47	0.84
2	0.037	2.56	11.42	4.46	1.86
3	0.037	3.98	29.35	7.37	2.65
4	0.037	2.98	27.89	9.36	3.14
5	0.037	3.01	31.71	10.54	3.42
6	0.037	4.61	53.99	11.71	3.68
7	0.037	1.06	13.30	12.54	3.87
8	0.037	0.89	11.16	12.54	3.87

Tabla 25. Profundidad de Socavación mediante el método de Lischtván - Levediev

La tabla 25 muestra el cálculo de la profundidad de socavación mediante el método de Lischtván- Levediev.

En la figura 50 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

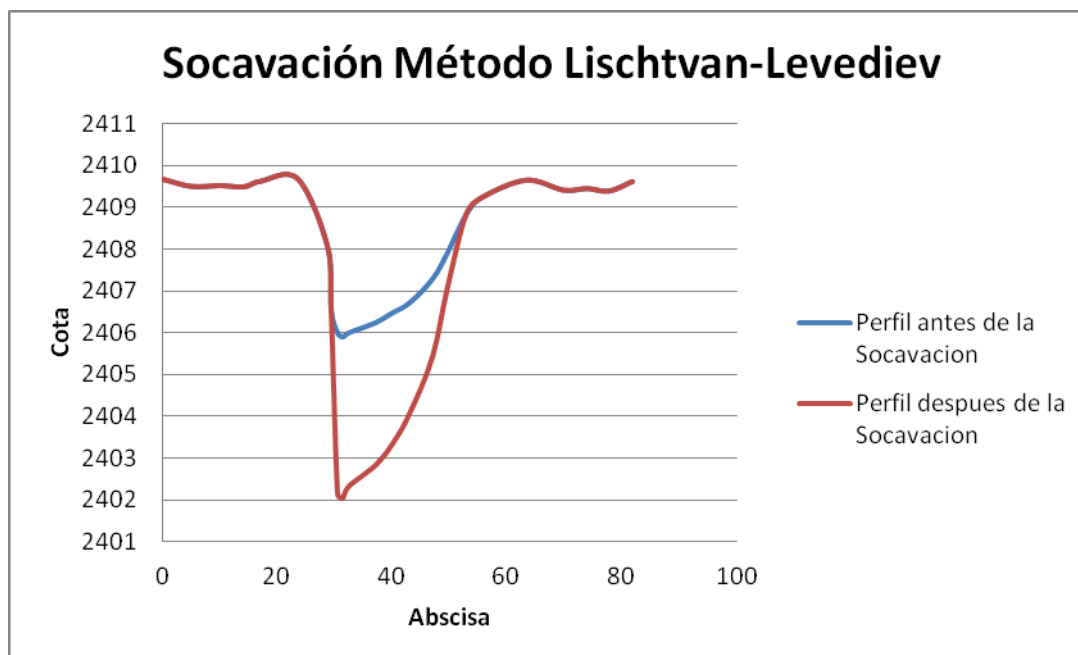


Fig 45. Socavación General mediante el Método de Lischtván - Levediev

- Método de Straub.

Franja	Ancho en la contracción (m)	Ancho aguas arriba (m)	Tirante aguas arriba (m)	Tirante de agua en la contracción (m)	Tirante H_s (m)	Profundidad de socavación d_s (m)
1	2.14	3.41	1.38	0.6	1.86	1.26
2	2.56	2.33	1.56	1.22	1.47	0.25
3	3.98	2.76	1.74	1.79	1.38	0.41
4	2.98	3.2	2.06	2.03	2.16	0.13
5	3.01	2.14	2.07	2.27	1.66	0.61
6	4.61	2.1	2.09	2.51	1.26	1.25
7	1.06	3.03	2.07	2.61	4.06	1.45
8	0.89	2.41	1.9	2.51	3.60	1.09

Tabla 26. Profundidad de Socavación mediante el método de Straub

La tabla 26 muestra el cálculo de la profundidad de socavación mediante el método de Straub.

En la figura 51 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

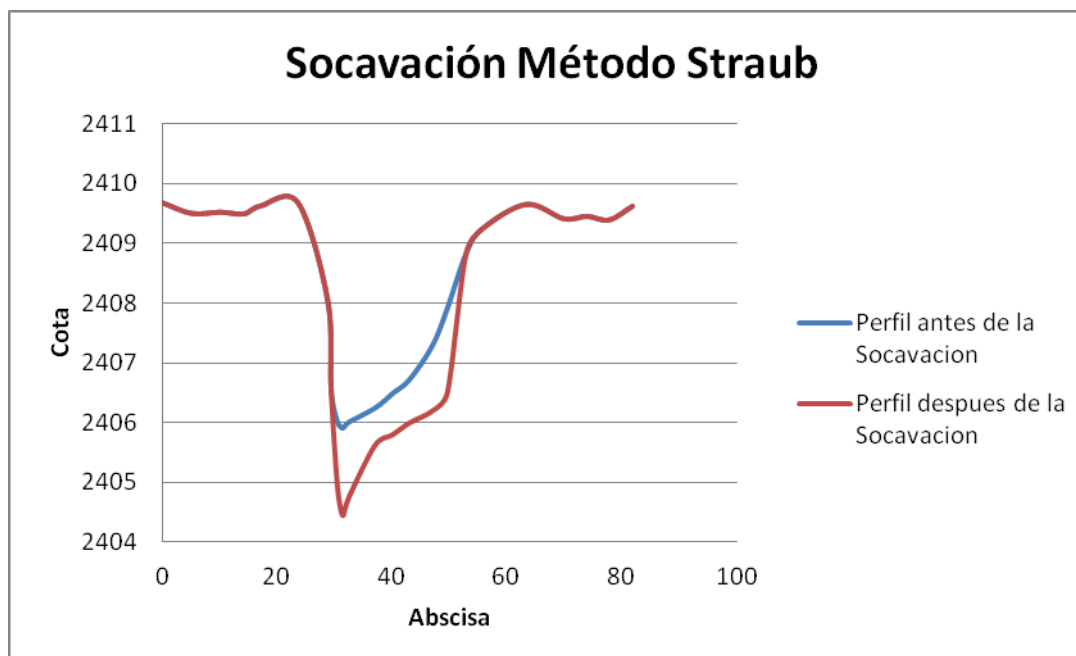


Fig 46. Socavación General mediante el Método de Straub



- Método de Laursen.

Franja	Ancho en la contracción (m)	Ancho aguas arriba (m)	Tirante aguas arriba (m)	Tirante de agua en la contracción (m)	Área aguas arriba (m ²)	Velocidad aguas arriba V (m/seg)	Caudal aguas arriba Q2 (m ³ /seg)
1	2.14	3.41	1.38	0.6	2.35	4.72	11.11
2	2.56	2.33	1.56	1.22	3.43	4.72	16.17
3	3.98	2.76	1.74	1.79	4.55	4.72	21.49
4	2.98	3.2	2.06	2.03	6.08	4.72	28.70
5	3.01	2.14	2.07	2.27	4.42	4.72	20.86
6	4.61	2.1	2.09	2.51	4.37	4.72	20.62
7	1.06	3.03	2.07	2.61	6.30	4.72	29.75
8	0.89	2.41	1.9	2.51	4.78	4.72	22.58

Caudal sección contraída Q1 (m ³ /seg)	Coefficiente K1	Tirante Hs (m)	Profundidad de socavación ds (m)
3.15	0.69	0.34	0.26
11.42	0.69	1.24	0.02
29.35	0.69	2.93	1.14
27.89	0.69	1.91	0.12
31.71	0.69	3.75	1.48
53.99	0.69	4.32	1.81
13.3	0.69	0.50	2.11
11.16	0.69	0.52	1.99

Tabla 27. Profundidad de Socavación mediante el método de Laursen

La tabla 27 muestra el cálculo de la profundidad de socavación mediante el método de Laursen.

En la figura 52 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

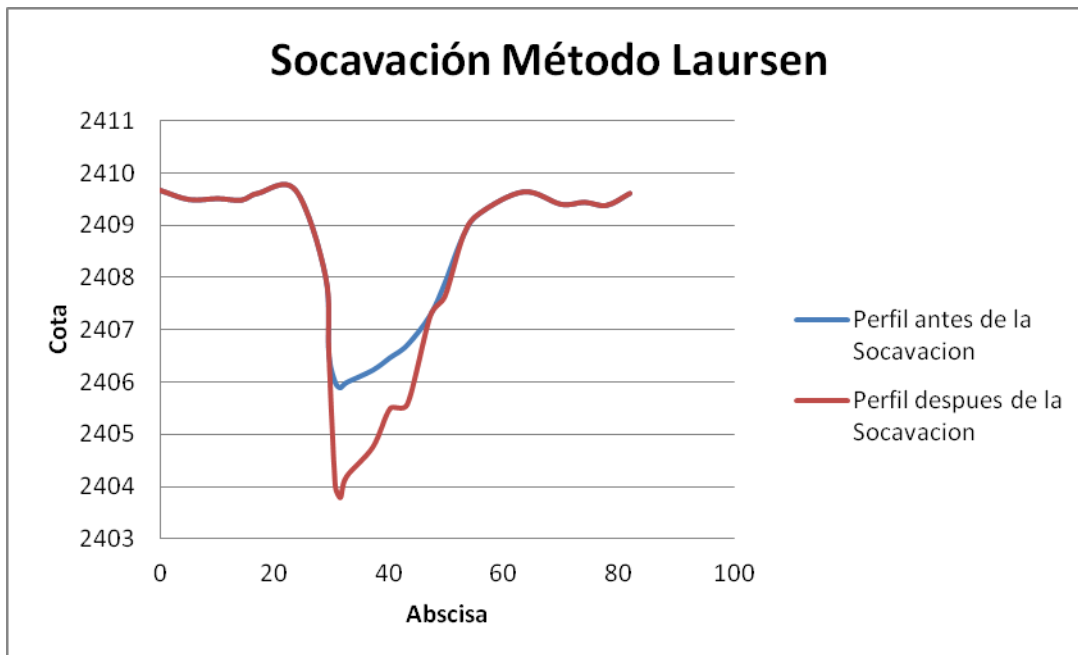


Fig 47. Socavación General mediante el Método de Laursen

- Método de Neill.

Franja	Cauda q (m ³ /seg)	Ancho (m)	Caudal Unitario q_u (m ³ /seg)	Diámetro característico D_{50}	Coefficiente K_s	Tirante de agua H_o	Gravedad g (m ² /seg)	Ecuación	Tirante H_s (m)	Profundidad de socavación ds (m)
1	3.15	2.14	1.47	0.037	0.037	0.6	9.81	0.00	0.59	0.01
2	11.42	2.56	4.46	0.037	0.037	1.22	9.81	0.00	1.52	0.30
3	29.35	3.98	7.37	0.037	0.037	1.79	9.81	0.00	2.34	0.55
4	27.89	2.98	9.36	0.037	0.037	2.03	9.81	0.00	2.89	0.86
5	31.71	3.01	10.54	0.037	0.037	2.27	9.81	0.00	3.20	0.93
6	53.99	4.61	11.71	0.037	0.037	2.51	9.81	0.00	3.51	1.00
7	13.30	1.06	12.54	0.037	0.037	2.61	9.81	0.00	3.73	1.12
8	11.16	0.89	12.54	0.037	0.037	2.51	9.81	0.00	3.73	1.22

Tabla 28. Profundidad de Socavación mediante el método de Neill

De todas las secciones analizadas, se escogió en la que se produce la mayor profundidad de socavación, debido a que esta es la profundidad mas significativa en toda la sección.

En la figura 53 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada subsección analizada, con el valor escogido anteriormente, donde el color azul muestra el perfil antes de la socavación y el color rojo muestra el perfil después de la socavación.

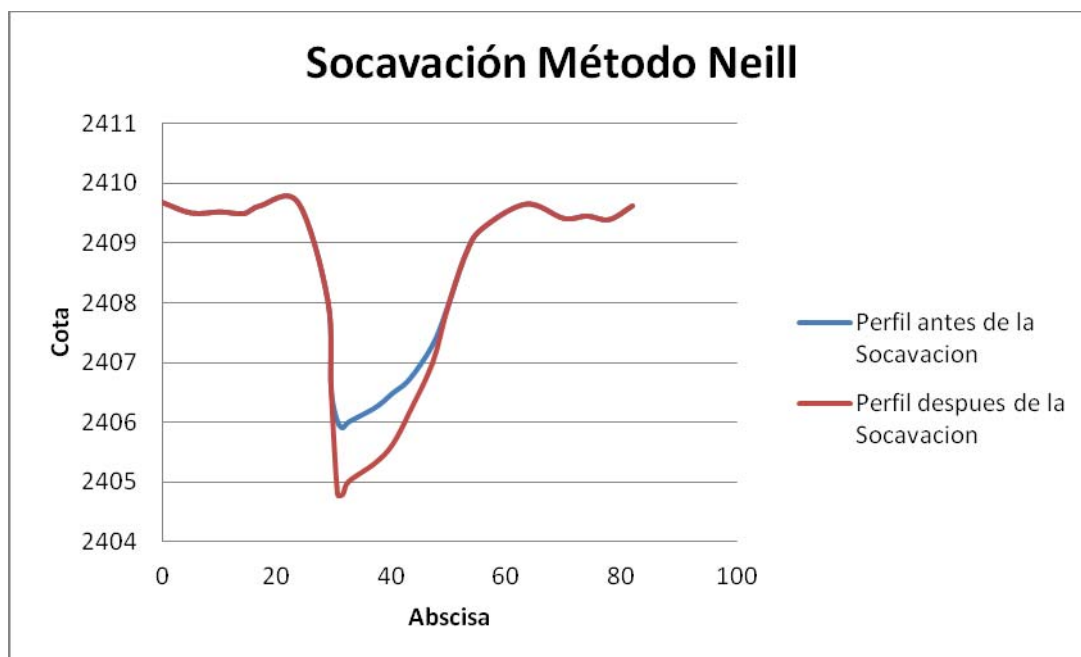


Fig 48. Socavación General mediante el Método de Neill

7.3.2.2. Socavación en Pilas

A continuación se presentan los cálculos de la profundidad de socavación local en pilas en todas las subsecciones como caso práctico.

Al igual que la sección anterior, se consideró la colocación de una pila central de iguales características mencionadas anteriormente, la cual en las tablas de cálculo estará señalada la subsección donde se encontrará.

- Método de Laursen y Toch.

Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor de la pila

Franja	Tirante H_s (m)	Ancho de pila a (m)	Coefficiente $K\phi$	Coefficiente Kg	Profundidad de socavación d_s (m)
1	0.6	1	1.5	1.25	1.88
2	1.22	1	1.5	1.6	2.40
3	1.79	1	1.5	1.8	2.70
4	2.03	1	1.5	1.9	2.85
5	2.27	1	1.5	1.95	2.93
6	2.51	1	1.5	2	3.00
7	2.61	1	1.5	2.08	3.12
8	2.51	1	1.5	2	3.00

Tabla 29. Profundidad de socavación en Pilas método de Laursen y Torch

La tabla 29 y 30 muestra la profundidad de socavación mediante el método de Laursen y Torch.

Caso de flujo de agua con un ángulo de ataque al eje de la mayor dimensión de la pila

Franja	Tirante H_s (m)	Ancho de pila a (m)	Coefficiente Kf	Coefficiente Kg	Profundidad de socavación d_s (m)
1	0.71	1	0.9	1.25	1.13
2	0.82	1	0.9	1.6	1.44
3	1.29	1	0.9	1.8	1.62
4	1.48	1	0.9	1.9	1.71
5	1.9	1	0.9	1.95	1.76
6	1.68	1	0.9	2	1.80
7	2.19	1	0.9	2.08	1.87
8	2.26	1	0.9	2	1.80

Tabla 30. Profundidad de socavación en Pilas método de Laursen y Torch

- Método de Melville.

Franja	Ancho de pila a (m)	Factor K_i	Tirante de agua H_o (m)	Factor K_σ	Factor K_f	Factor K_θ	Diámetro característico D_{50}	Factor K_d	Factor K_h	Profundidad de socavación d_s (m)
1	1	2.4	0.6	1	1	1	0.037	1	0.68	1.64
2	1	2.4	1.22	1	1	1	0.037	1	0.82	1.97
3	1	2.4	1.79	1	1	1	0.037	1	0.90	2.17
4	1	2.4	2.03	1	1	1	0.037	1	0.93	2.24
5	1	2.4	2.27	1	1	1	0.037	1	0.96	2.31
6	1	2.4	2.51	1	1	1	0.037	1	0.99	2.37
7	1	2.4	2.61	1	1	1	0.037	1	1.00	2.40
8	1	2.4	2.51	1	1	1	0.037	1	0.99	2.37

Tabla 31. Profundidad de socavación en Pilas método de Melville

La tabla 31 muestra la profundidad de socavación mediante el método de Melville.

- Método de Arunachalam.

Franja	Ancho de pila (m)	Caudal q (m ³ /seg)	Ancho (m)	Caudal unitario q_u (m ³ /seg)	Profundidad de socavación (m)
1	1	3.15	2.14	1.47	1.76
2	1	11.42	2.56	4.46	3.04
3	1	29.35	3.98	7.37	4.42
4	1	27.89	2.98	9.36	4.38
5	1	31.71	3.01	10.54	4.61
6	1	53.99	4.61	11.71	5.67
7	1	13.30	1.06	12.54	3.00
8	1	11.16	0.89	12.54	2.71

Tabla 32. Profundidad de socavación en Pilas método de Arunachalam

La tabla 32 muestra la profundidad de socavación mediante el método de Arunachalam.

- Método de Johnson.

Franja	Ancho de pila (m)	Tirante de agua H_o (m)	Velocidad (m/seg)	# Froude	Profundidad de socavación d_s (m)
1	1	0.6	4.9	2.02	1.36
2	1	1.22	4.9	1.42	1.83
3	1	1.79	4.9	1.17	2.16
4	1	2.03	4.9	1.10	2.28
5	1	2.27	4.9	1.04	2.39
6	1	2.51	4.9	0.99	2.49
7	1	2.61	4.9	0.97	2.53
8	1	2.51	4.9	0.99	2.49

Tabla 33. Profundidad de socavación método de Johnson

La tabla 33 muestra el cálculo de la profundidad de socavación mediante el método de Johnson.

A continuación en la tabla 34 se muestra el resumen de los valores de profundidad de socavación en el cauce del río, obtenidos mediante los métodos explicados de la sección 12. En la tabla 35 se muestra el resumen de los valores obtenidos de la socavación local en la pila central.



RESUMEN DE RESULTADOS DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN SECCIÓN 12								
Socavación en el cauce								
Franja	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00
Lischtvan-Levediev	0.84	1.86	2.65	3.14	3.42	3.68	3.87	3.87
Straub	1.26	0.25	0.41	0.13	0.61	1.25	1.45	1.09
Laursen	0.26	0.02	1.14	0.12	1.48	1.81	2.11	1.99
Neill	0.01	0.30	0.55	0.86	0.93	1.00	1.12	1.22

Tabla 34. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación para la Sección 12

RESUMEN DE RESULTADOS DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN SECCIÓN 12				
Socavación local en la Pila Central				
Laursen y Toch		Melville	Arunachalam	Jonhson
1. Flujo paralelo al eje mayor	2. Flujo con ángulo de ataque al eje mayor			
2.93	1.76	2.31	4.61	2.39

Tabla 35. Resumen de Resultados de la Profundidad de Socavación en la Pila Central



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- El método de Lischtván-Levediev de cálculo de socavación en cauce presenta una fórmula simplificada que está en función del diámetro característico de las partículas de fondo del cauce y del caudal unitario, está formulada para un período de retorno de 100 años.
- Además se concluyó que el método de Lischtván – Levediev para la socavación general en el cauce, da como resultado una mayor profundidad que los otros métodos analizados.
- El método de Straub para el cálculo de socavación en cauces considera una sección aguas arriba adicional a la sección de estudio, por lo que se debe disponer de datos de esta sección como el ancho y el tirante de agua. Sin esta información no se podría realizar el cálculo de la socavación mediante este método.
- El método de Laursen para el cálculo de socavación considera 2 casos como el de cálculo de profundidad de socavación por contracción en el lecho móvil y profundidad de socavación por contracción en agua clara, tomándose en cuenta al momento de realizar el cálculo el caso de contracción en el lecho móvil debido a que en la zona a analizar, el río presenta gran cantidad de materia suspendida (lecho móvil)
- El método de Laursen para el cálculo de socavación por contracción en el lecho móvil en cauces también considera una sección adicional a la de estudio, además del ancho y tirante de agua considera el caudal que circula por estas 2 secciones. De la misma forma, si no se cuenta con esta información no se podría realizar el cálculo de la socavación mediante este método.
- Los valores obtenidos de la profundidad de socavación en el cauce mediante el método de Straub y de Neill, son muy bajos, por lo que para un futuro diseño de obras de ingeniería, dependerá del diseñador si considera estos valores o no.
- El valor obtenido de la profundidad de socavación máxima mediante el método de Laursen se aproxima al valor obtenido de la socavación máxima mediante el método de Lischtván – Levediev por lo que un promedio entre estos 2 valores se obtiene un valor de profundidad de



socavación considerable, de igual manera quedará en el criterio y experiencia del diseñador, en tomar o no este valor.

- Para obtener la profundidad de socavación, el MTOP recomienda realizar un promedio de los métodos escogidos para el cálculo de socavación.
- El método de Laursen y Toch para la socavación local en pilas considera 2 casos: cuando el flujo de agua es paralelo al eje mayor de la pila y cuando el flujo de agua presenta un ángulo de ataque al eje mayor de la pila, diferenciándose estos por los coeficientes a determinar. En el flujo paralelo se toma en cuenta la forma de la nariz de la pila del puente mientras que cuando el flujo presenta un ángulo de ataque toma en cuenta el ángulo del flujo.
- Al considerar los 2 casos mencionados en el método de Laursen y Toch, se tiene como resultado 2 valores de profundidad de socavación, siendo el mayor cuando se considera un ángulo de ataque a la pila, debido a que se presentaría una mayor erosión en el cauce donde se encuentra ubicada la pila.
- El método de Melville para socavación local en pilas considera varios factores como: factor de corrección por gradación del sedimento, corrección por la forma de la pila, corrección por ángulo de ataque del flujo. Estos tienen un valor de 1 debido a recomendación del método. El factor de corrección de tamaño de sedimento y por profundidad del flujo tiene valores de 1 según las relaciones de cálculo que recomienda el método.
- El método de Arunachalam para socavación local en pilas es de fácil obtención ya que solo considera el caudal unitario y el ancho de la pila del puente a analizar.
- El método de Johnson para socavación local en pilas de igual manera es de fácil obtención ya que considera parámetros del río que son conocidos como el tirante de agua, velocidad de la corriente y el número de Froude los cuales, además considera también el ancho de pila. La expresión para obtener la profundidad de socavación de este método fue obtenida mediante ensayos de laboratorio y fue mejorada al pasar los años mediante la comparación con otros métodos.
- Los valores de la profundidad de socavación en pilas obtenidos mediante los métodos mencionados a excepción del método de



Arunachalam, son muy similares, por lo que para un valor definitivo de profundidad socavación se recomienda un promedio con los valores obtenidos de estos métodos.

- Todos los métodos mencionados da como resultado una profundidad de socavación diferente. En estos casos dependerá de las condiciones de la zona analizada y del criterio del diseñador, para escoger la profundidad adecuada para la socavación.
- Mediante el análisis en el HEC – RAS, se observa que existen secciones cuya capacidad de conducción es insuficiente para transportar todo el caudal de período de retorno de 100 años, por tanto se evidencia que existen inundaciones en las márgenes del río, situación que ha sufrido ya el río Yanuncay en varios años, las autoridades y la ciudadanía de la ciudad de Cuenca deben tomar las precauciones debidas para asegurar el bienestar de quienes habitan por este sector tan poblado de la ciudad.

RECOMENDACIONES

- Para un diseño adecuado y seguro de puente se debe de realizar un minucioso análisis de la socavación tanto en el cauce como en las pilas como en los estribos debido a que un mal análisis de la socavación, llevaría al colapso de la estructura.
- Se debe evitar en lo posible colocar un puente en una zona de sección curva en el río debido a que en estas secciones se produce mucha erosión en las orillas y si es necesario la construcción del puente en estas secciones se debe prever la erosión mencionada.
- En las secciones curvas del río, se tiene como medida de mitigación la construcción de enrocado para evitar la erosión de las zonas en las orillas del río.
- Para un adecuado diseño de pilas de puentes, se debe cumplir con la profundidad de socavación local calculada para evitar posibles daños en la estructura.
- En el diseño de pilas, se debe tener en cuenta la orientación y la geometría de las mismas, las cuales deben ser adecuadas para las condiciones del río y así evitar problemas con la profundidad de socavación.
- Además de cumplir con lo señalado anteriormente, el diseño de la pila según la magnitud de la obra y su importancia, para brindar mayor seguridad se recomienda construir obras de protección a la socavación.



9. BIBLIOGRAFÍA

1 Ciclos y Procesos Fluviales www.fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/flujoencanales/geo_fluvial/Ciclos.htm

fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/flujoencanales/geo_fluvial/Ciclos.htm

2 Guevara M. E. (1998), SOCAVACIÓN EN PUENTES,; Universidad del Cauca, Popayán.

3 MANUAL PARA LA REVISIÓN DE ESTUDIOS HIDROTÉCNICOS DE DRENAJE MAYOR, Ministerio de Transporte e Infraestructura, Nicaragua Octubre del 2008.

4 ZONIFICACIÓN ECOLÓGICA Y ECONÓMICA DEL DEPARTAMENTO DE MADRE DE DIOS, Geomorfología, Isabel Quintana Cobo.

5 F. Rodríguez, R. Ecobedo, J. Ramírez, L. Bendayán, C. Rojas, C. Calle, R. Riva, L. Marquina (1996), CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS Y CAPACIDAD DE USO MAYOR DE LAS TIERRAS DE LA RESERVA NACIONAL PACAYA – SAMIRIA, , IIAP – FPCN – CDC.

6 PROCESOS FLUVIALES

www.miliarium.com/Proyectos/RestauracionAmbiental/RestauracionRiberas/Hidrologia/Procesos_Fluviales.asp

7 Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1992), MECÁNICA DE SUELOS, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, México DF: Editorial Limusa

8 Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1992), MECÁNICA DE SUELOS, Tomo III, Flujo de Agua en Suelos, México DF: Editorial Limusa

9 Universidad del Valle (1998), XIII SEMINARIO NACIONAL DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA, Tomo I y Tomo II, Colombia: Memorias

10 Jones, J. S., Kilgore, R. T. and Mistichelli, M. P. (1992), EFFECTS OF FOOTING LOCATION ON BRIDGE PIER SCOUR, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 118(2), 280-290.

11 Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown, B. M. and El-Khoury, A. (1996), EFFECTS OF RECTANGULAR FOUNDATION GEOMETRY ON LOCAL PIER SCOUR. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 122 (1), 35-40.

12 Melville, B. W. and Raudkivi, A. J. (1996), EFFECTS OF FOUNDATION GEOMETRY ON BRIDGE PIER SCOUR. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 122(4), 203-209.

13 Martínez G (2007), TESIS: SOCAVACIÓN EN OBRAS CIVILES Y SU PROBLEMÁTICA, México DF

14 Acosta C., SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS PROTECTORAS, Universidad de los Andes, Colombia.



- 15** Breusers, H., Nicollet, G. y Shen, H. LOCAL SCOUR AROUND CYLINDRICAL PIERS. Journal of Hydraulic Research 15 (1997) No 3.
- 16** Martínez, E. y Fernández, S. (2000), EROSIÓN LOCAL EN ESTRIBOS DE PUENTES, SITUACIÓN ACTUAL Y METODOLOGÍAS DE CÁLCULO, Revista de Obras Públicas
- 17** Nalluri, C., Saldarriaga, J y Plata, REVISIÓN DE ECUACIONES QUE PRECIDEN LA SOCAVACIÓN LOCAL ALREDEDOR DE PILAS DE PUENTES, Universidad de los Andes.
- 18** Santiago, M. (2007), HIDRÁULICA DE RÍOS, SOCAVACIÓN EN RÍOS, PUENTES Y CARRETERAS, México DF.
- 19** Roca, A. (1997), SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTE, Universidad de los Andes, Colombia.
- 20** Monforte, A. (1980), TESIS: SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS, UNAM, México DF.
- 21** Martínez, G. y Nava, M. (1988), TESIS: ESTUDIO EN SOCAVACIÓN EN PUENTES, UNAM, México DF.
- 22** MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú.
- 23** Concesión Autopista Concepción – Cabrero (2009), ESTUDIO HIDRÁULICO DE PUENTES, Ministerio de Obras Públicas, Chile: Anexo N.
- 24** GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA (2009), Ministerio de Fomento, Gobierno de España.
- 25** S.M. Woodward and C. J Posey, "Hydraulics of steady flow in open channels".
- 26** PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA (2009), Estudio Fluviomorfológico del Río Yanuncay.

10. ANEXOS

ANEXO 1: Otros métodos de cálculo de Socavación en Pilas

A.1 Método de Yaroslavtziev para Pilas (1968)

En este método, la socavación depende de la velocidad media de la corriente, del tamaño de los granos de fondo y de la geometría de la pila. Estos parámetros son significativos en la evaluación de la profundidad de la socavación.

Se distinguen 2 casos:

- a) Cuando el fondo del cauce está formado por materiales granulares.
- b) Cuando está formado por materiales cohesivos.

A.1.1 Método para suelos granulares

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida de la observación directa en varios puentes y es:

$$ds = Kf * Kv * (e + Kh) * \frac{Vr^2}{g} - 30d$$

Dónde:

So = profundidad de socavación (m).

Kf = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma.

Kv = coeficiente definido por la expresión:

$$\text{Log}Kv = -0.28 + \sqrt[3]{Vr^2/gb1}$$

Vr = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general (m/s).

$$g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

b1= proyección de un plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0°, b1 es igual al ancho a de la pila.

e = coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas, vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de las crecidas.

Kh = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:

$$\text{Log}Kh = 0.17 - 0.35 * \frac{Hs}{b1}$$

H_s = tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es el obtenido al presentarse una crecida después de estimada la socavación general.

d = diámetro en metros de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el D_{85} de la curva granulométrica. Esto se da ya que al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomara como diámetro representativo al D_{85} mayor de todos ellos. Cuando el material de fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm, Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la formula.

En la primera figura se muestra el grafico para obtener el valor de K_v en función de la perdida de velocidad de la corriente. Se obtiene el valor de la relación $\frac{V}{V_0}$ que se encuentra en el eje de las abscisas, este valor se intercepta con la línea inclinada y se proyecta horizontalmente hacia el eje de las ordenadas siendo este valor el de K_v . En la siguiente figura se muestra el grafico para obtener el valor de K_h en función de la relación entre el tirante y la proyección de la sección de la pila, obteniendo el valor de $\frac{H}{b_1}$ el cual se encuentra en el eje de las abscisas, este valor se intercepta con la curva y se proyecta horizontalmente hacia el eje de las ordenadas encontrándose el valor de K_h .

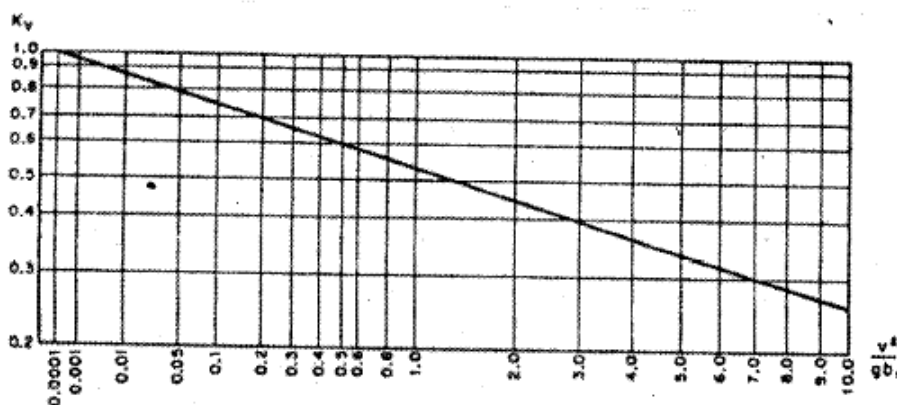


Fig 49. Cálculo de K_v

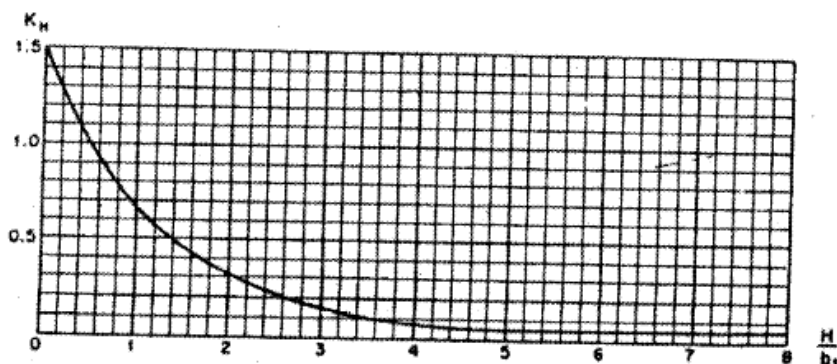


Fig 50. Cálculo de K_h



Esta fórmula puede llevar a errores en los casos en que la relación H_s/b_1 sea menor de 2 y la pila este inclinada respecto a la corriente y los valores obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan.

A.1.2 Método para suelos cohesivos

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia del suelo granular. Este es tomado en cuenta en el segundo término $30D$ de la siguiente expresión:

$$ds = K_f * K_v * (e + K_h) * \frac{V_r^2}{g} - 30D$$

En donde se considera un diámetro “D” equivalente para suelos cohesivos.

El tiempo es otro factor importante que debe ser tomado en cuenta ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo arenoso. Así es probable que durante el tiempo que tarda la crecida no se alcance la profundidad obtenida mediante el cálculo. Por este motivo conviene tomar como caudal de diseño el que se presenta durante una crecida con un periodo de retorno más corto.

En este método la profundidad depende principalmente de la velocidad media del tirante, de las características de la pila y del material de que está formado el fondo, pero no existe un límite de socavación.

En la Tabla se muestran los valores de los diámetros equivalentes para suelos cohesivos en función de los pesos volumétricos del material.

Peso Volumétrico del material seco, en Ton/m³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (cm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos aluviales y rocas sedimentarias compuestas de arcilla
<12	1	0.5	0.5
1.2-1.6	4	2	2
1.6-2.0	8	8	3
2.0-2.5	10	10	6

Tabla 36. Diámetro Equivalente de Suelos Granulares para Suelos Cohesivos

A.2 Socavación local al pie de pilas circulares

Para estimar la socavación máxima al pie de una pila de sección circular inserta en un lecho de arena se recomienda emplear las ecuaciones de Breusers, Nicollet y Shen, envolvente de datos experimentales y la relación de Richardson:

a) Relación de Breusers, Nicollet y Shen (BNS) (1977)

$$\frac{ds_{max}}{\alpha} = 2 \tan \text{hyp} \left(\frac{Ho}{\alpha} \right)$$

b) Envolvente de datos experimentales (EDE)

$$\text{Para } \frac{Ho}{\alpha} \leq 2 \quad \frac{ds_{max}}{\alpha} = 2 \left(\frac{Ho}{\alpha} \right)^{0.35}$$

$$\text{Para } \frac{Ho}{\alpha} > 2 \quad \frac{ds_{max}}{\alpha} = 2.5$$

c) Relación de Richardson

$$\frac{ds_{max}}{\alpha} = 2 \left(\frac{Ho}{\alpha} \right)^{0.35} * Fr^{0.43}$$

Dónde:

ds_{max} = Socavación máxima en el lecho de arena en condiciones de aguas claras.

α = diámetro de la pila circular (m)

h = altura de escurrimiento (m)

Fr = número de Froude

ANEXO 2: Secciones simuladas en el HEC RAS

Sección 1

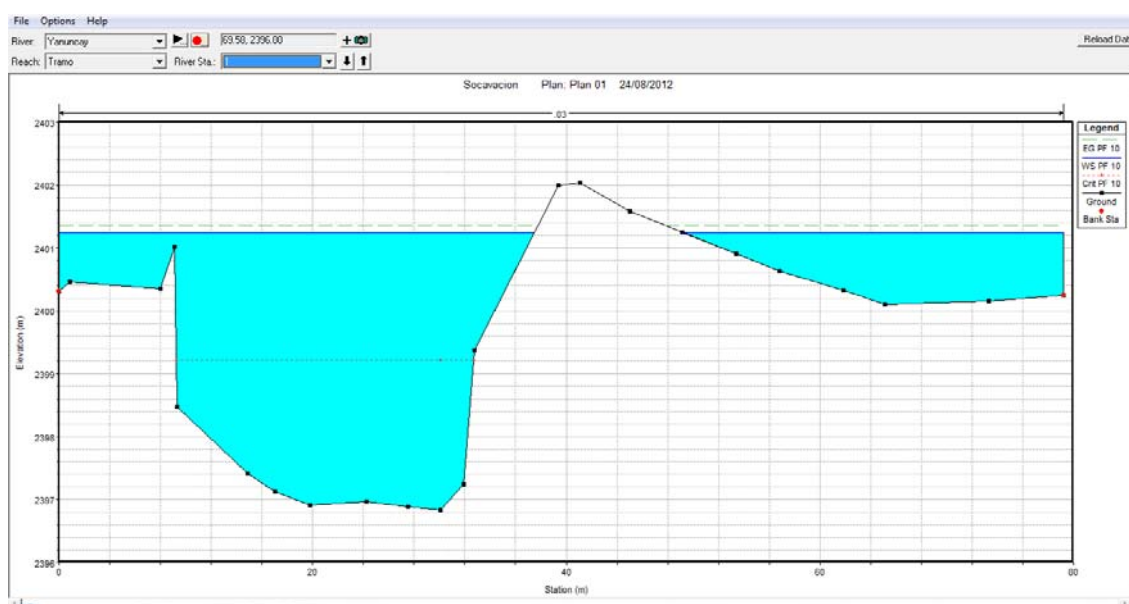


Fig 51. Sección 1

Sección 2

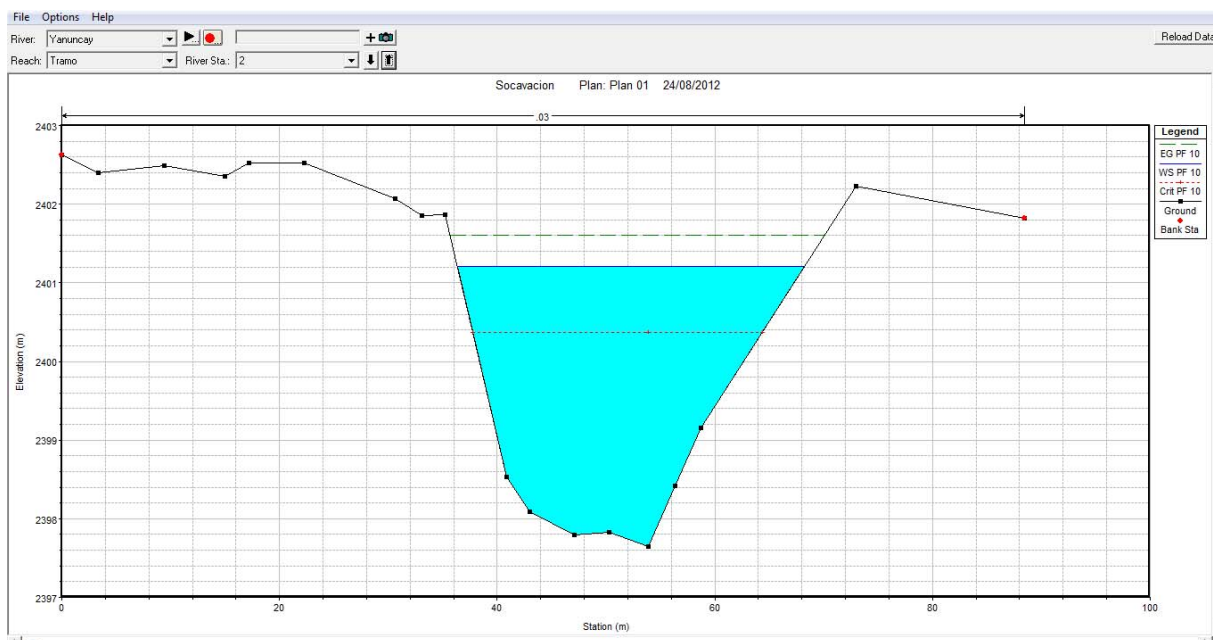


Fig 52. Sección 2

Sección 3

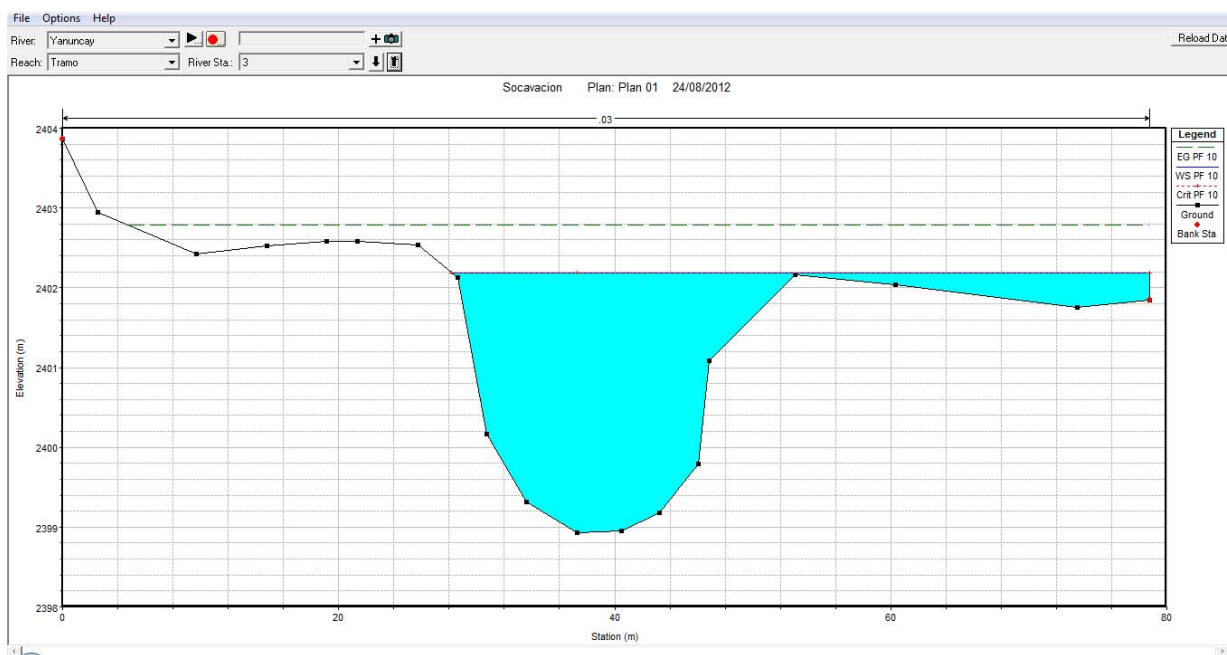


Fig 53. Sección 3

Sección 4

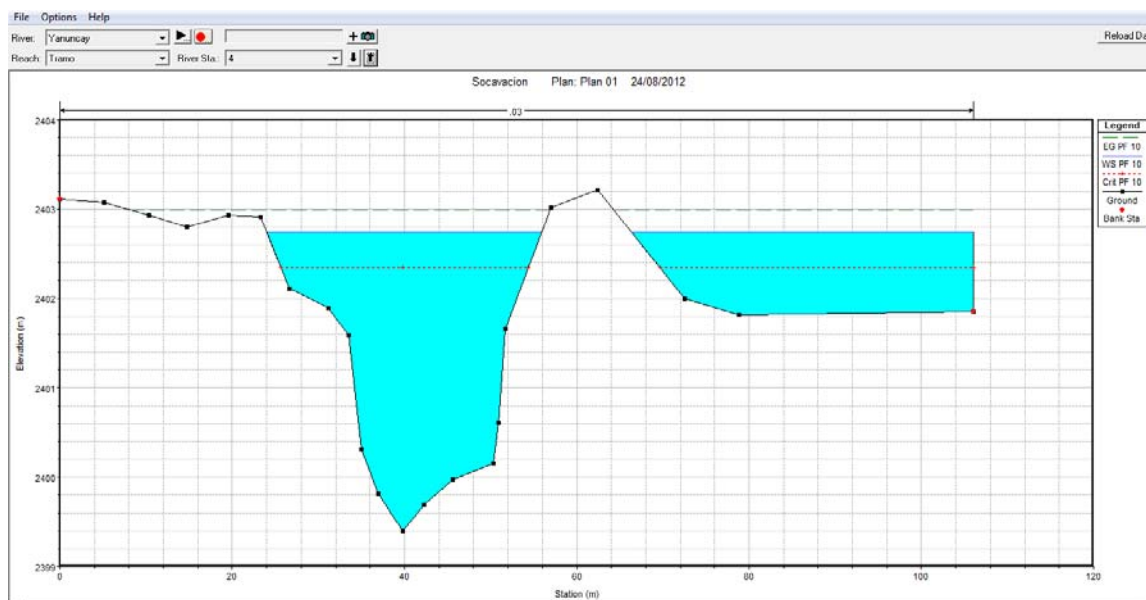


Fig 54. Sección 4

Sección 5

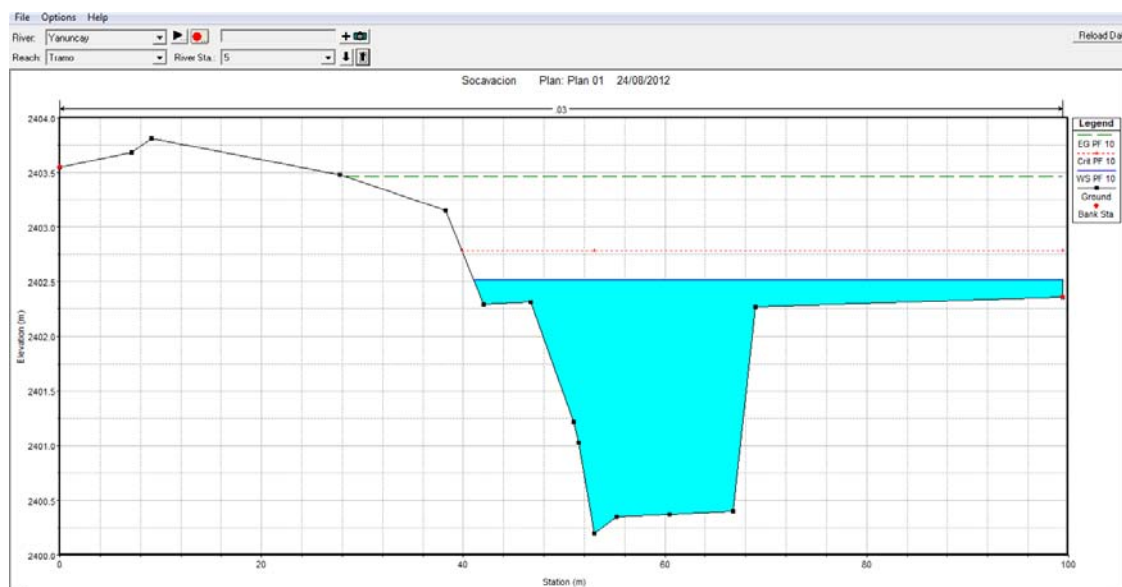


Fig 55. Sección 5

Sección 6

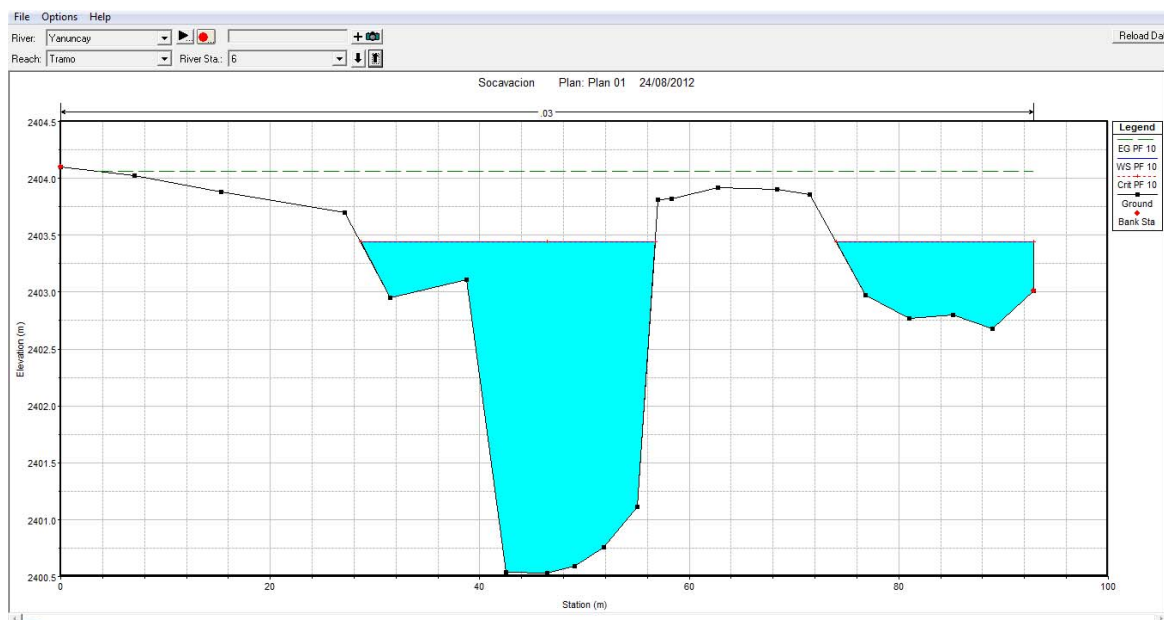


Fig 56. Sección 6

Sección 7

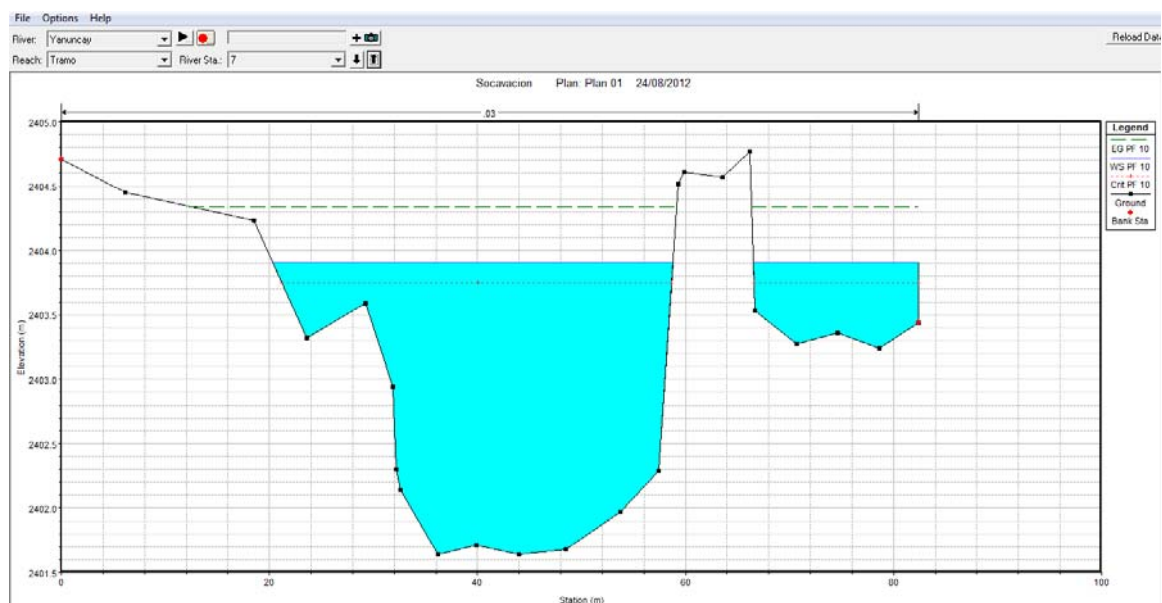


Fig 57. Sección 7

Sección 8

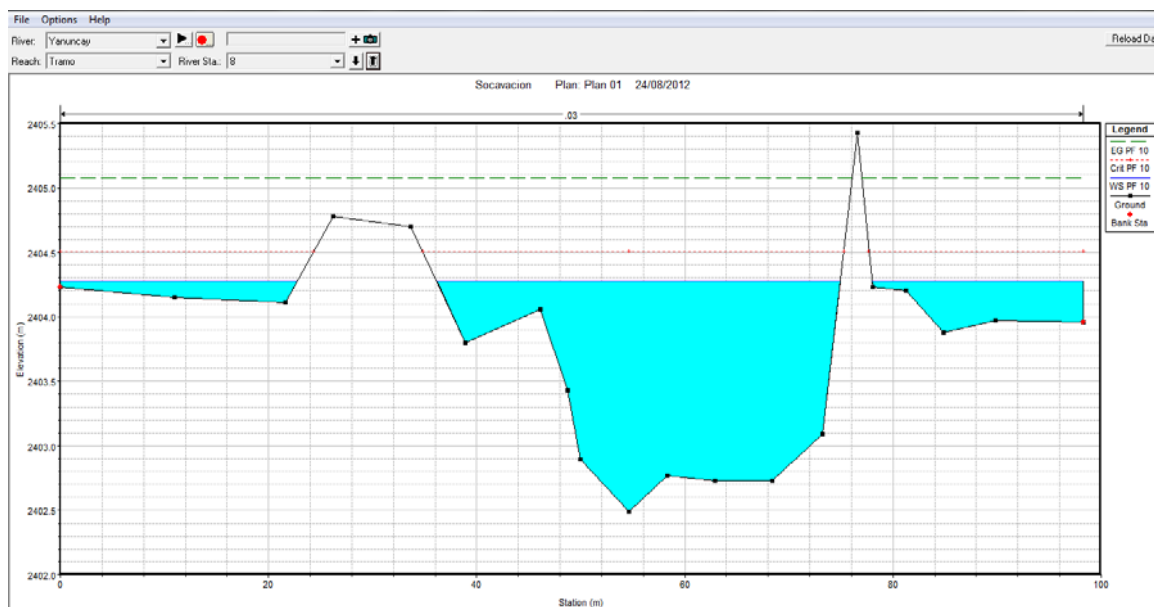


Fig 58. Sección 8

Sección 9

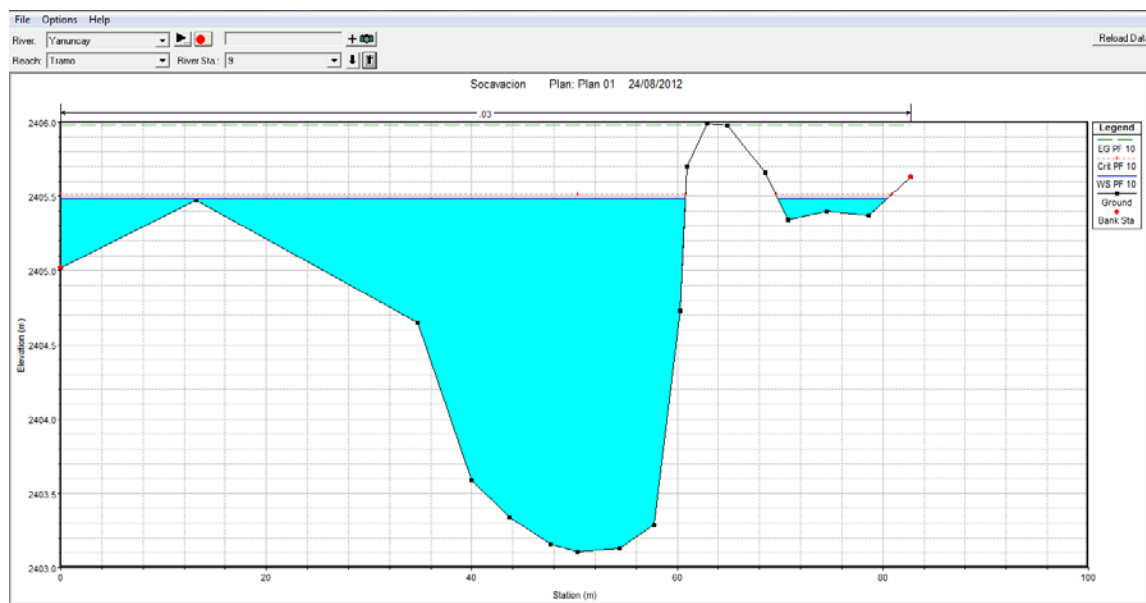


Fig 59. Sección 9

Sección 10

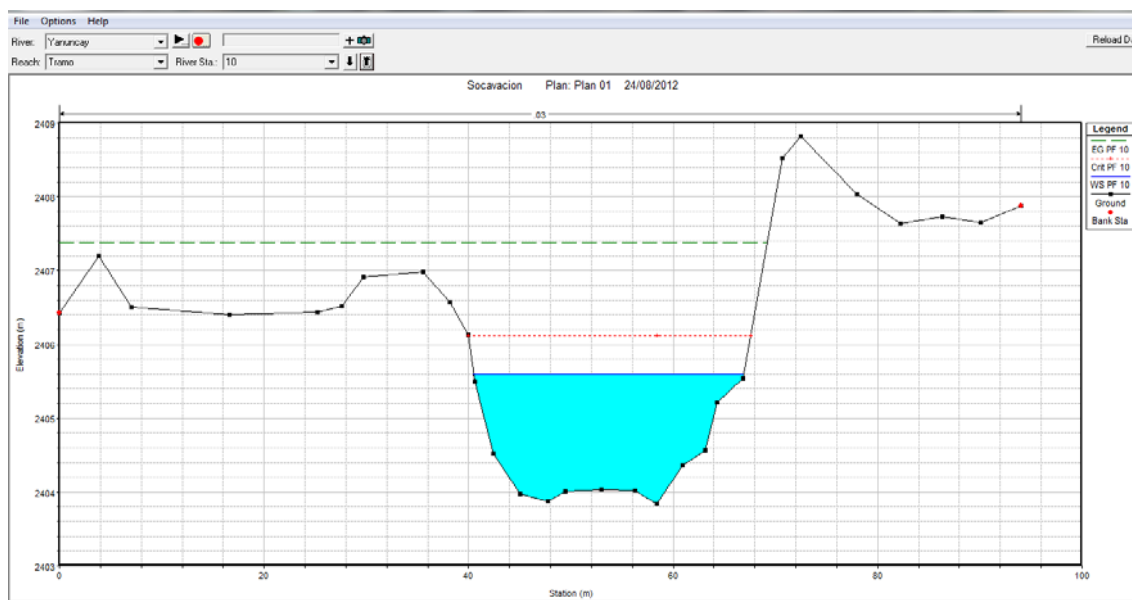


Fig 60. Sección 10

Sección 11

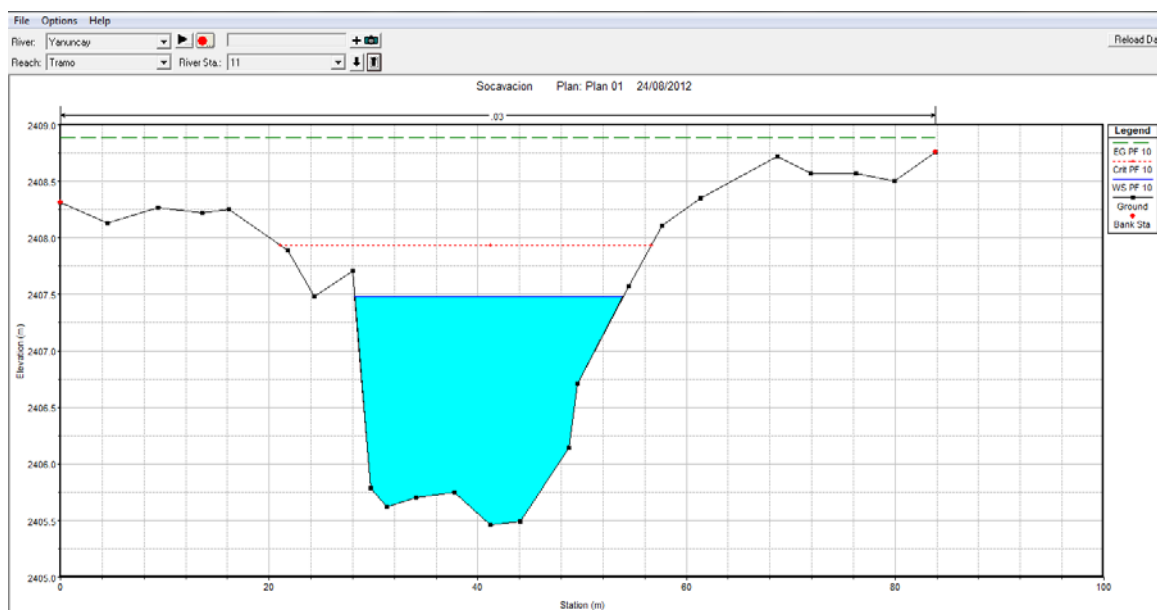


Fig 61. Sección 11



Sección 12

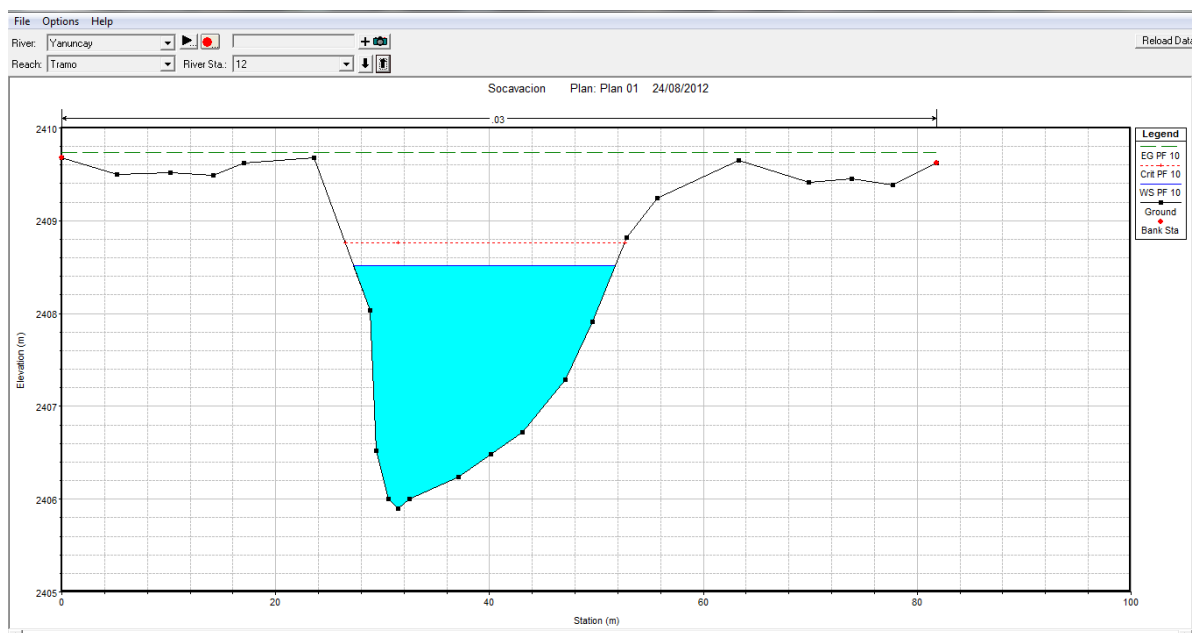


Fig 62. Sección 12

Sección 13

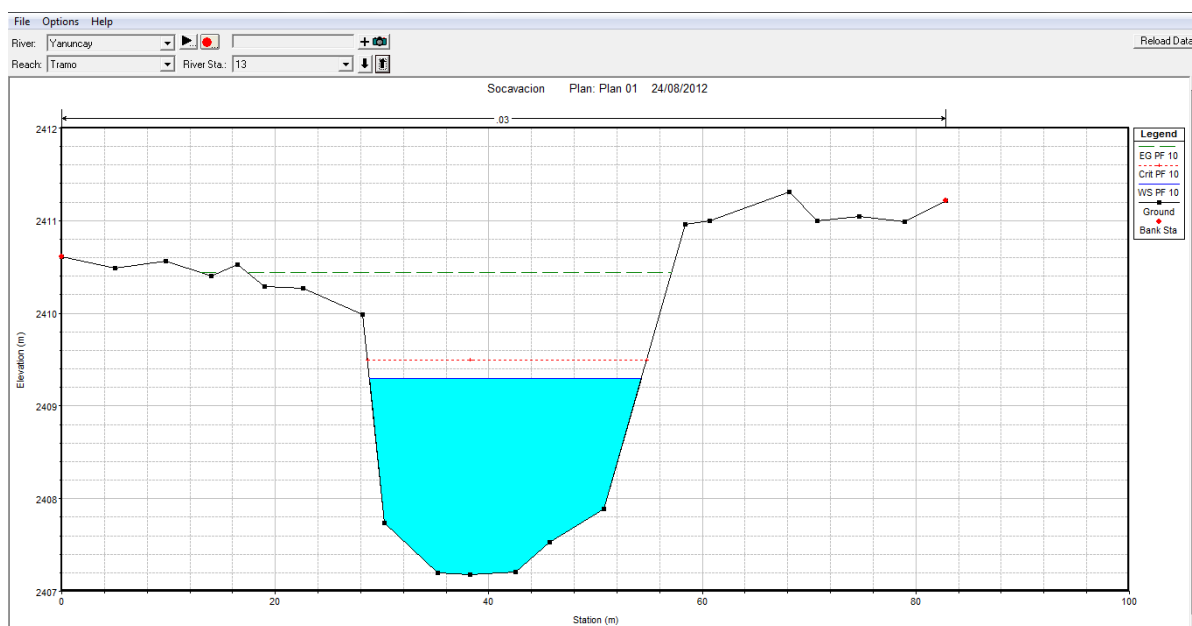


Fig 63. Sección 13

Sección 14

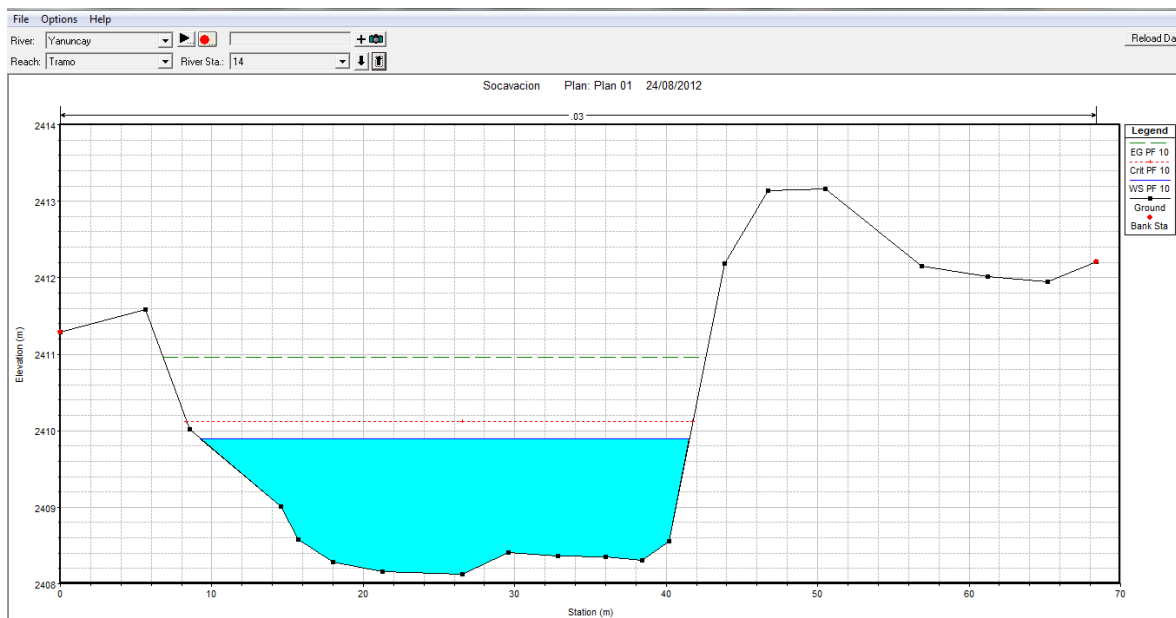


Fig 64. Sección 14

Sección 15

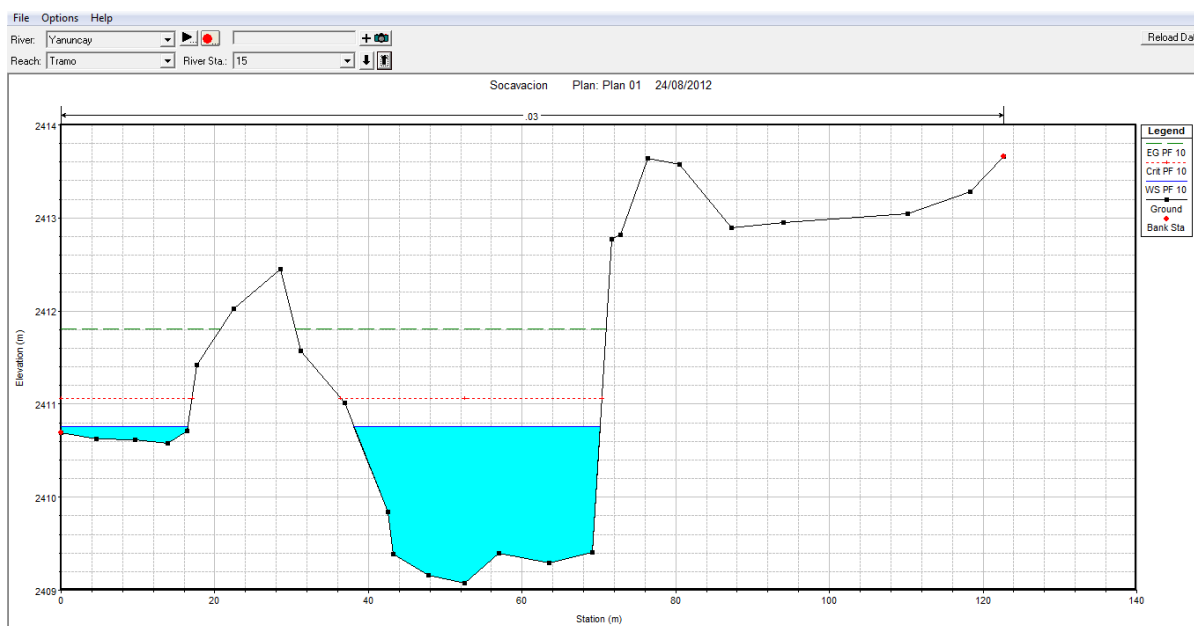


Fig 65. Sección 15

Sección 16

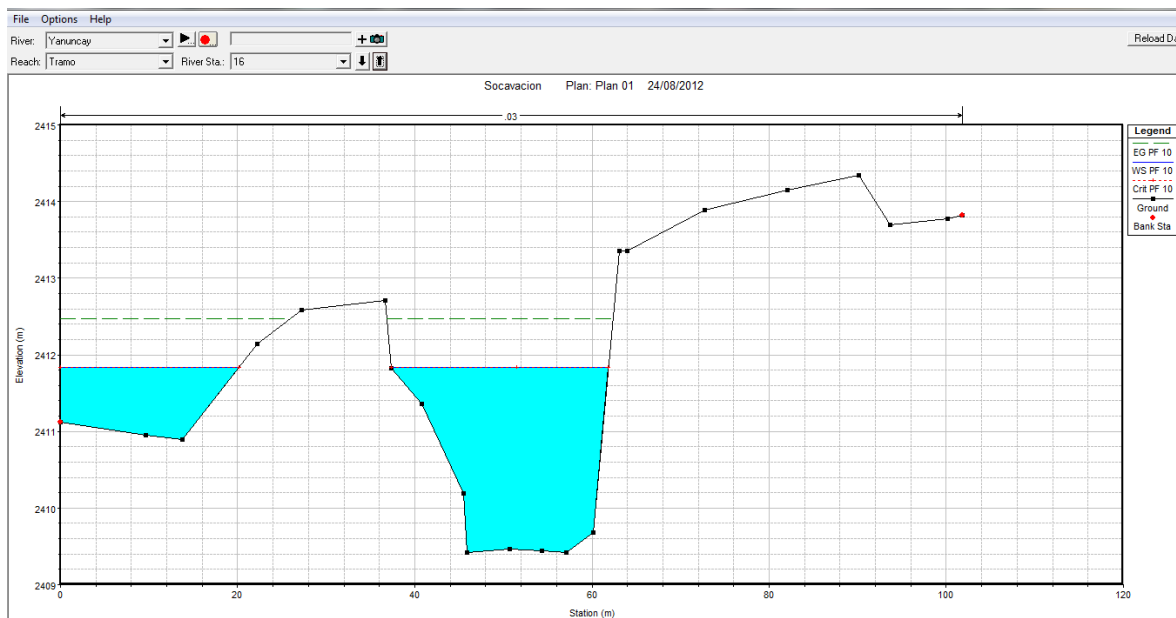


Fig 66. Sección 16

Sección 17

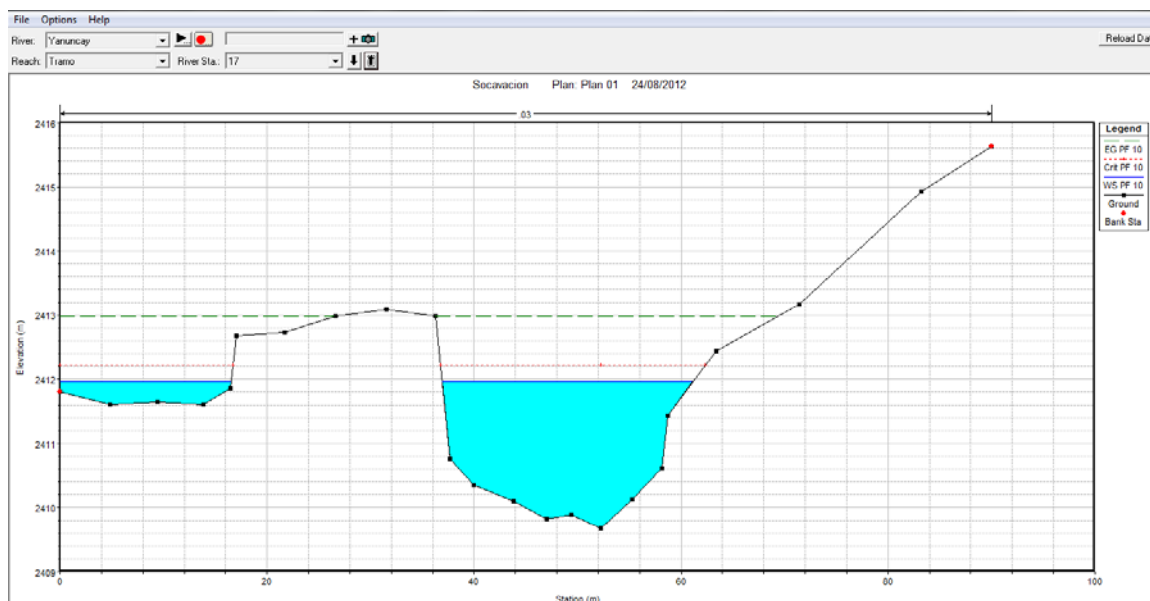


Fig 67. Sección 17

Sección 18

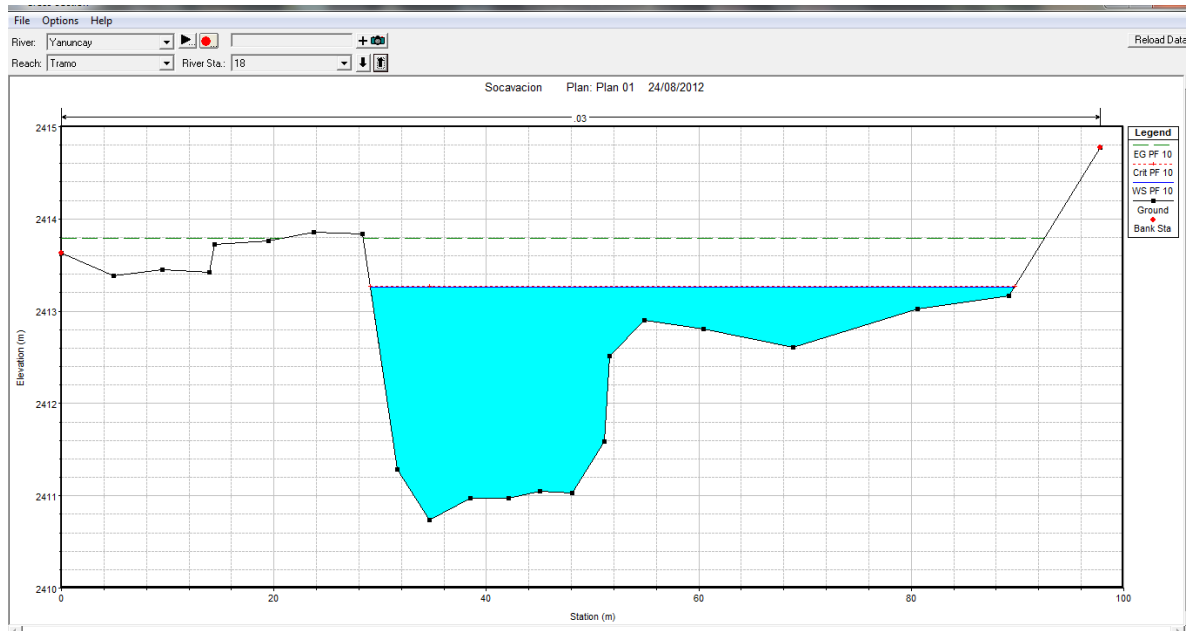


Fig 68. Sección 18

Sección 19

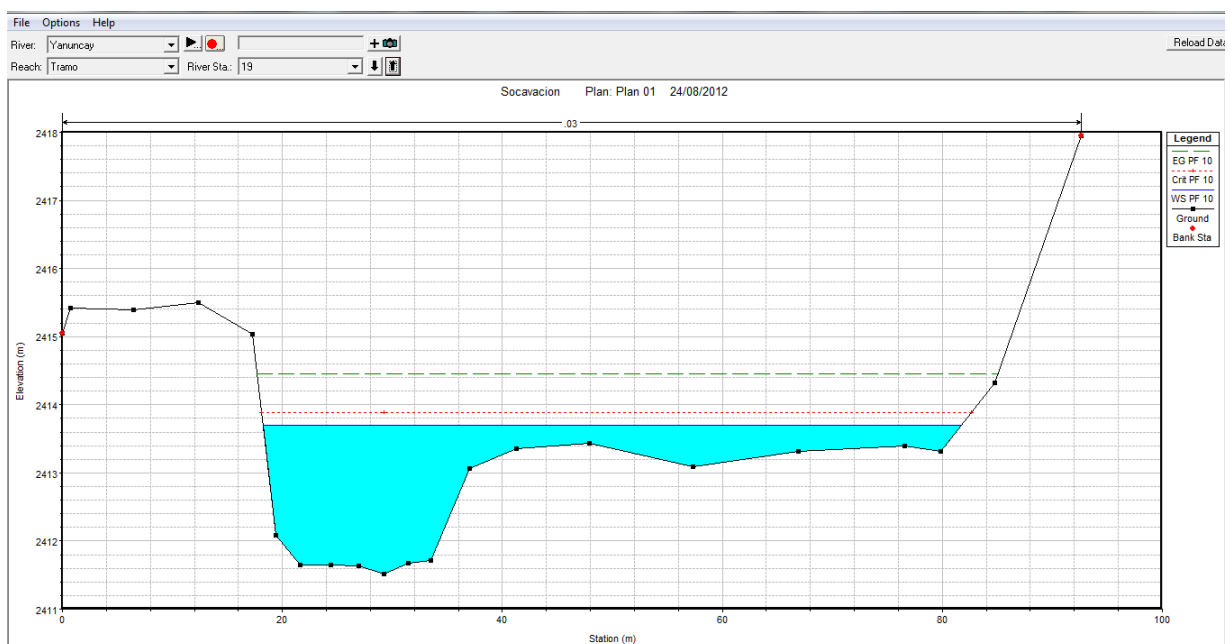




Fig 69. Sección 19

Sección 20

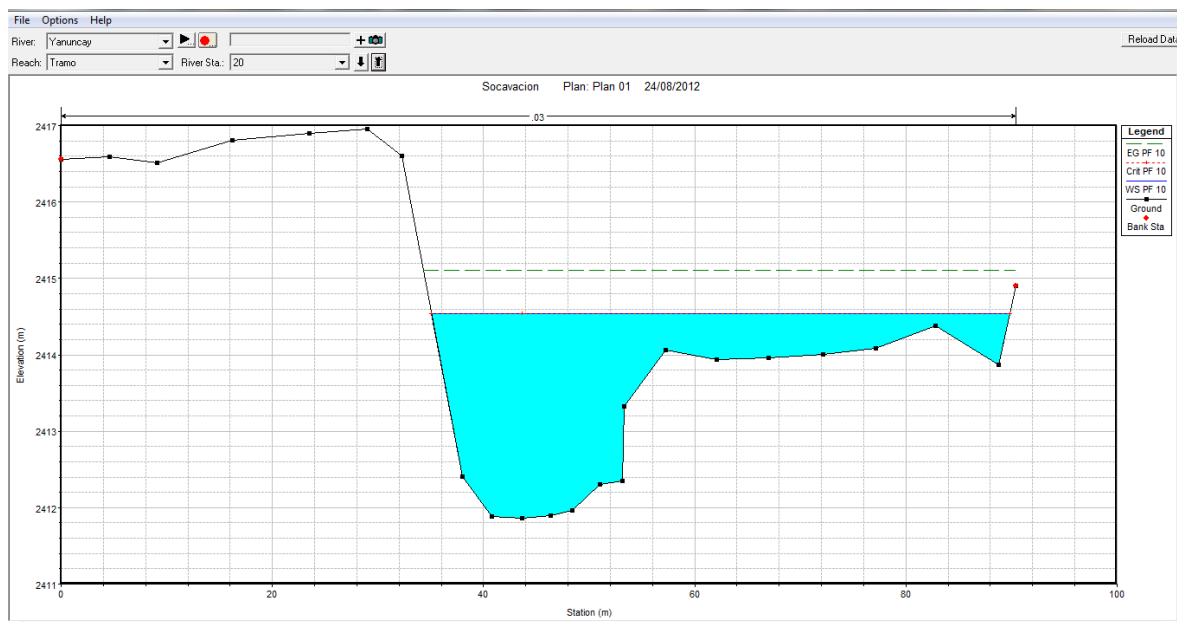


Fig 70. Sección 20

Sección 21

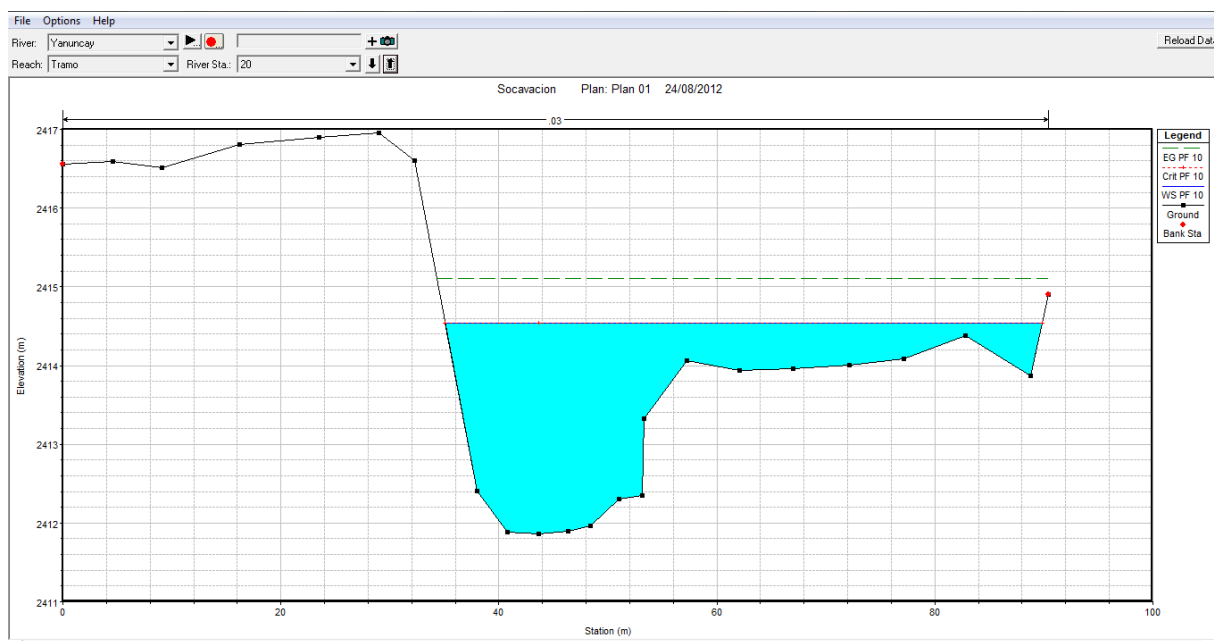




Fig 71. Sección 21

Sección 22

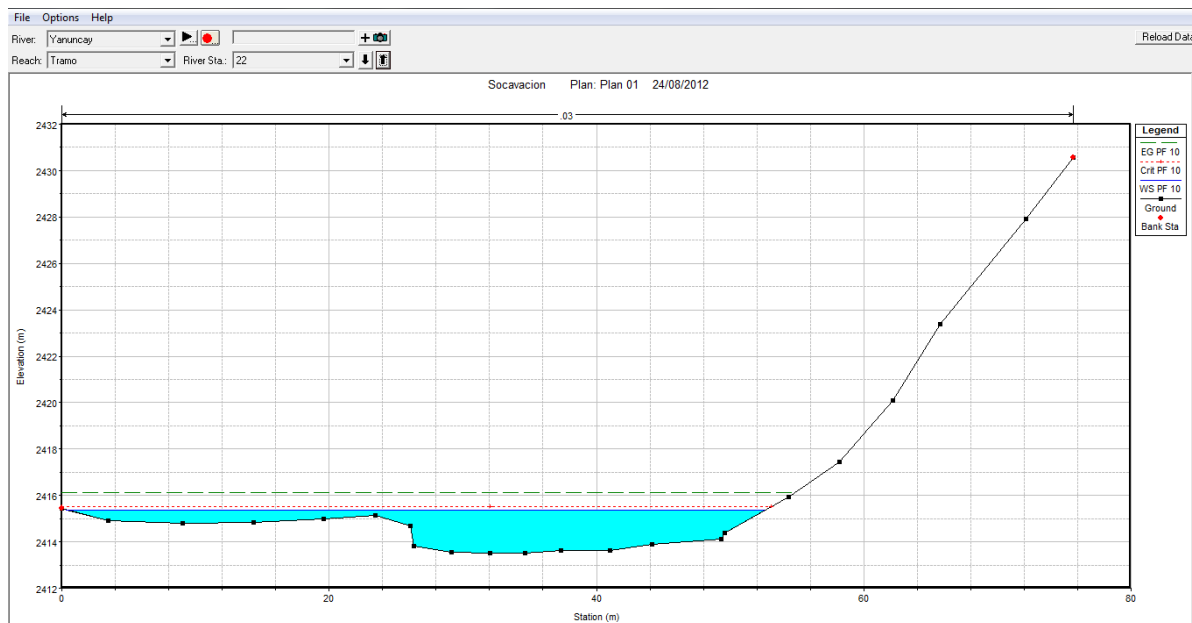


Fig 72. Sección 22

Sección 23

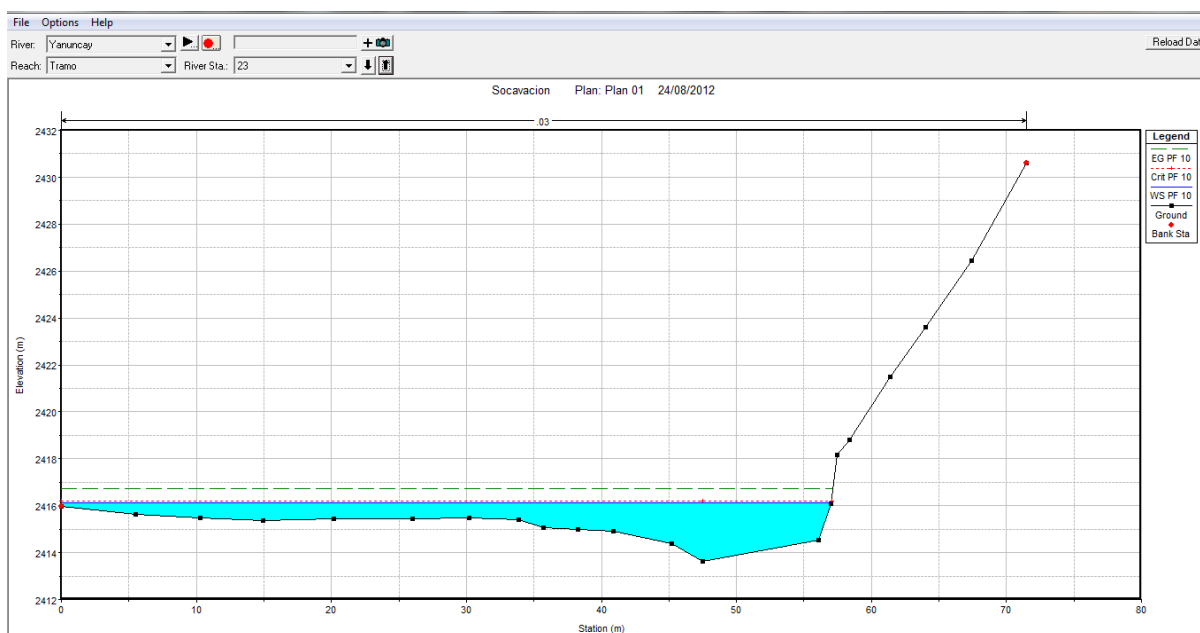


Fig 73. Sección 23

Sección 24

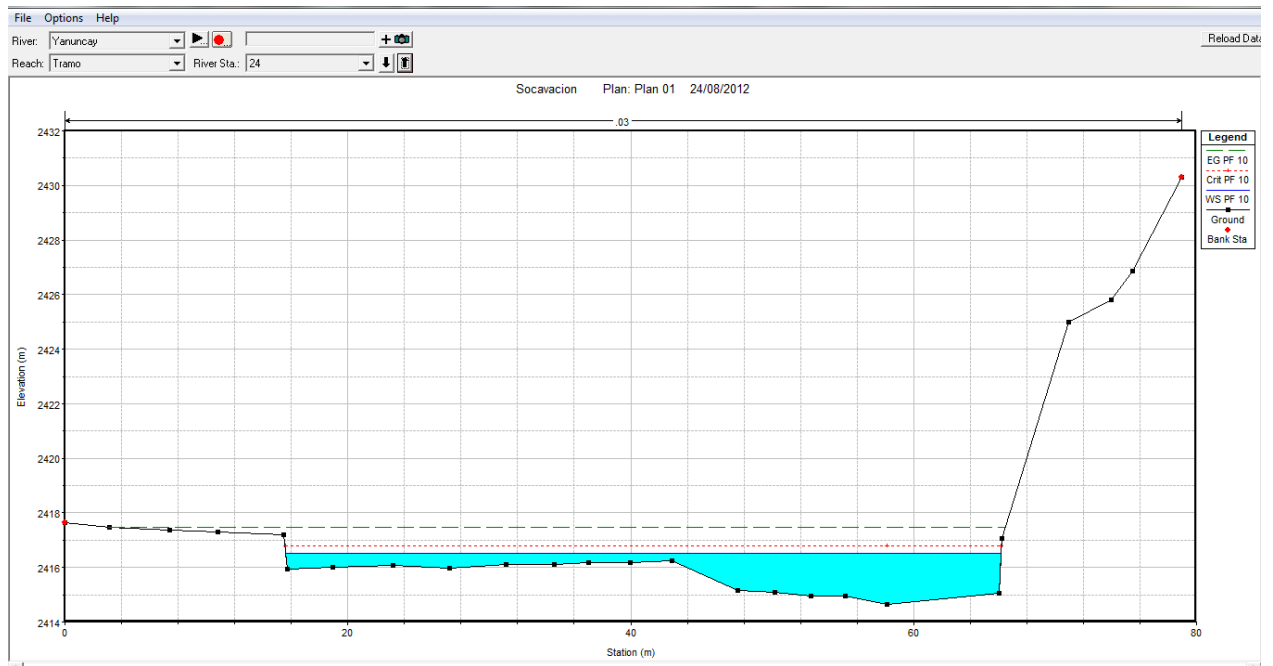


Fig 74. Sección 24

Sección 25

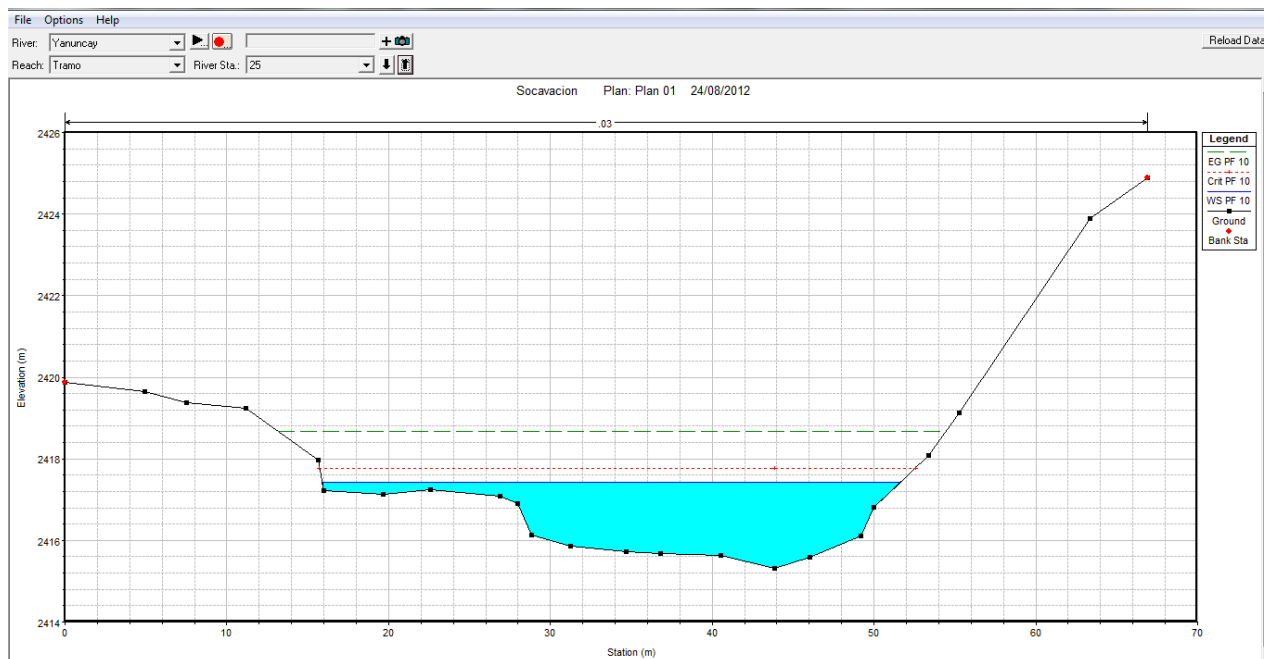




Fig 75. Sección 25

Sección 26

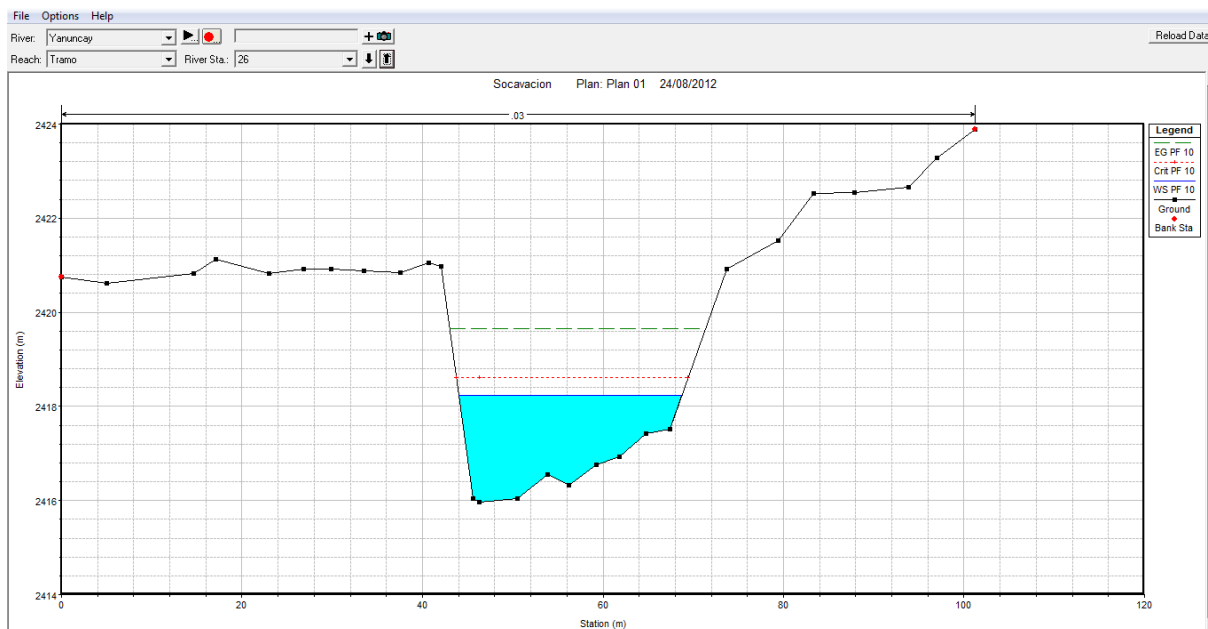


Fig 76. Sección 26

Sección 27

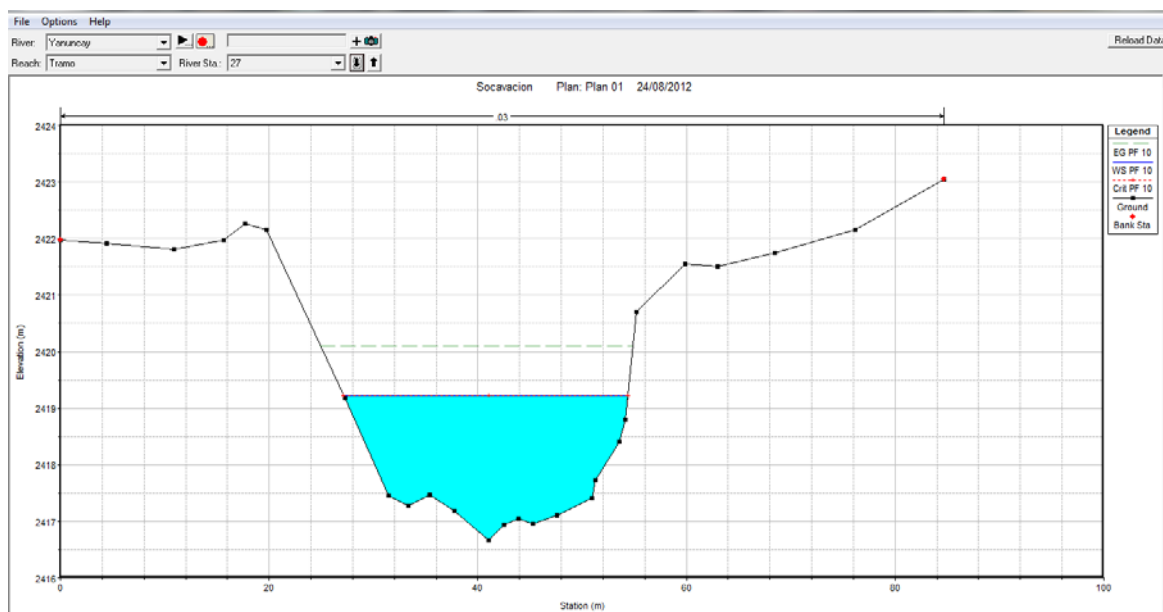


Fig 77. Sección 27

ANEXO 3: Tabla de Resultados HEC – RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Tramo	27	PF 10	200.00	2416.67	2419.22	2419.22	2420.10	0.007750	4.17	47.95	27.23	1.00
Tramo	26	PF 10	200.00	2415.97	2418.24	2418.61	2419.66	0.015202	5.27	37.97	24.70	1.36
Tramo	25	PF 10	200.00	2415.32	2417.42	2417.77	2418.68	0.019758	4.98	40.17	35.75	1.50
Tramo	24	PF 10	200.00	2414.63	2416.53	2416.78	2417.49	0.019945	4.32	46.27	50.57	1.44
Tramo	23	PF 10	200.00	2413.63	2416.13	2416.18	2416.73	0.010642	3.43	58.24	57.03	1.08
Tramo	22	PF 10	200.00	2413.51	2415.38	2415.53	2416.13	0.013671	3.84	52.11	52.28	1.23
Tramo	21	PF 10	200.00	2412.56	2414.68	2414.82	2415.51	0.011979	4.02	49.72	41.71	1.18
Tramo	20	PF 10	200.00	2411.86	2414.54	2414.54	2415.11	0.009175	3.32	60.18	54.77	1.01
Tramo	19	PF 10	200.00	2411.52	2413.70	2413.88	2414.45	0.017810	3.85	52.00	63.50	1.36
Tramo	18	PF 10	200.00	2410.74	2413.26	2413.27	2413.79	0.009394	3.23	61.94	60.59	1.02
Tramo	17	PF 10	200.00	2409.67	2411.96	2412.21	2412.98	0.016710	4.47	44.72	40.75	1.36
Tramo	16	PF 10	200.00	2409.42	2411.83	2411.83	2412.47	0.008794	3.53	56.64	44.71	1.00
Tramo	15	PF 10	200.00	2409.08	2410.76	2411.06	2411.81	0.021722	4.54	44.06	48.60	1.52
Tramo	14	PF 10	200.00	2408.13	2409.90	2410.13	2410.96	0.012940	4.57	43.75	32.29	1.25
Tramo	13	PF 10	200.00	2407.18	2409.30	2409.49	2410.44	0.010753	4.72	42.35	25.51	1.17
Tramo	12	PF 10	200.00	2405.90	2408.52	2408.77	2409.74	0.011795	4.90	40.82	24.47	1.21
Tramo	11	PF 10	200.00	2405.46	2407.48	2407.94	2408.89	0.015557	5.26	38.06	25.71	1.38
Tramo	10	PF 10	200.00	2403.84	2405.59	2406.12	2407.37	0.023279	5.91	33.84	26.39	1.67
Tramo	9	PF 10	200.00	2403.11	2405.48	2405.51	2405.98	0.010335	3.12	64.19	71.42	1.05
Tramo	8	PF 10	200.00	2402.49	2404.27	2404.51	2405.08	0.027576	3.97	50.36	81.81	1.62
Tramo	7	PF 10	200.00	2401.64	2403.91	2403.75	2404.34	0.005866	2.91	68.71	54.31	0.83
Tramo	6	PF 10	200.00	2400.53	2403.44	2403.44	2404.06	0.009045	3.49	57.28	47.02	1.01
Tramo	5	PF 10	200.00	2400.20	2402.52	2402.79	2403.46	0.023440	4.31	46.36	58.40	1.55
Tramo	4	PF 10	200.00	2399.40	2402.74	2402.35	2402.99	0.003318	2.20	90.87	71.59	0.62
Tramo	3	PF 10	200.00	2398.93	2402.19	2402.19	2402.78	0.009087	3.41	58.62	50.53	1.01
Tramo	2	PF 10	200.00	2397.65	2401.21	2400.37	2401.60	0.002438	2.77	72.28	31.92	0.59
Tramo	1	PF 10	200.00	2396.83	2401.24	2399.21	2401.36	0.001000	1.54	130.09	67.45	0.35

Tabla 37. Tabla de resultados Hec-Ras

ANEXO 5: Perfil Longitudinal del Tramo del Río

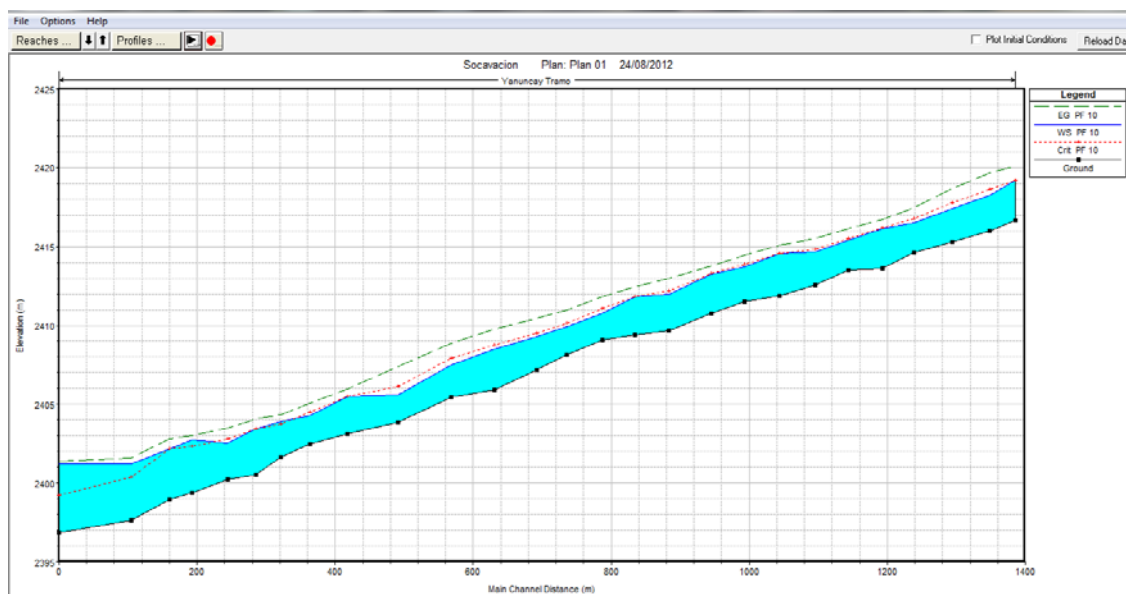
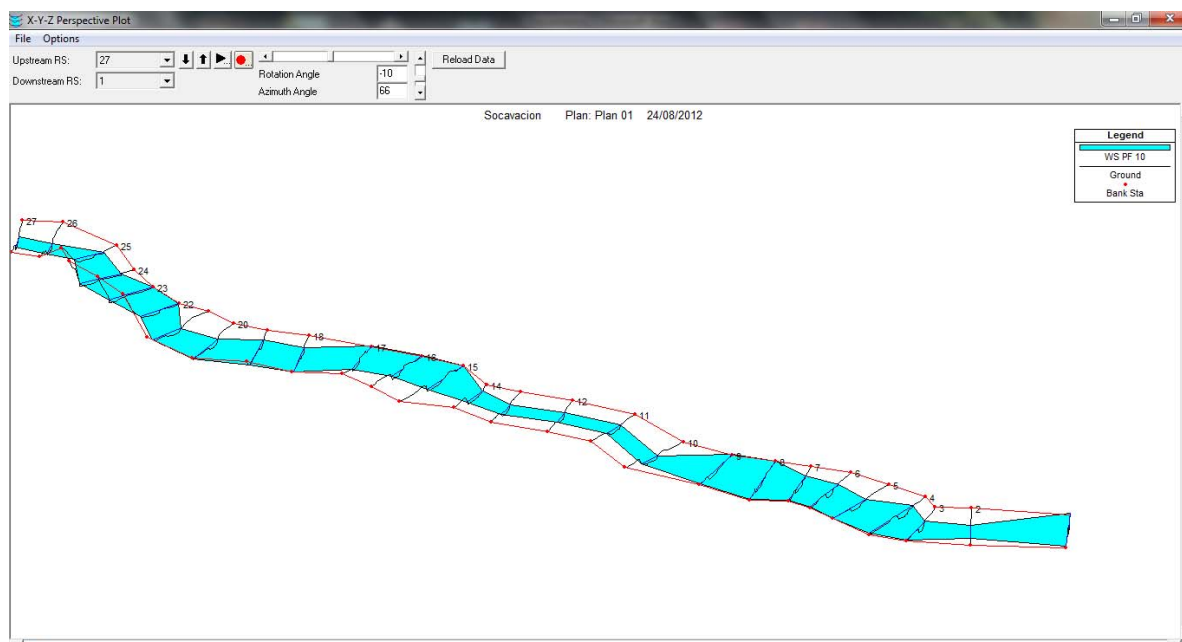


Fig 78. Perfil Longitudinal

ANEXO 6: Simulación del Tramo del Río en 3D**Fig 79. Simulación en 3D**